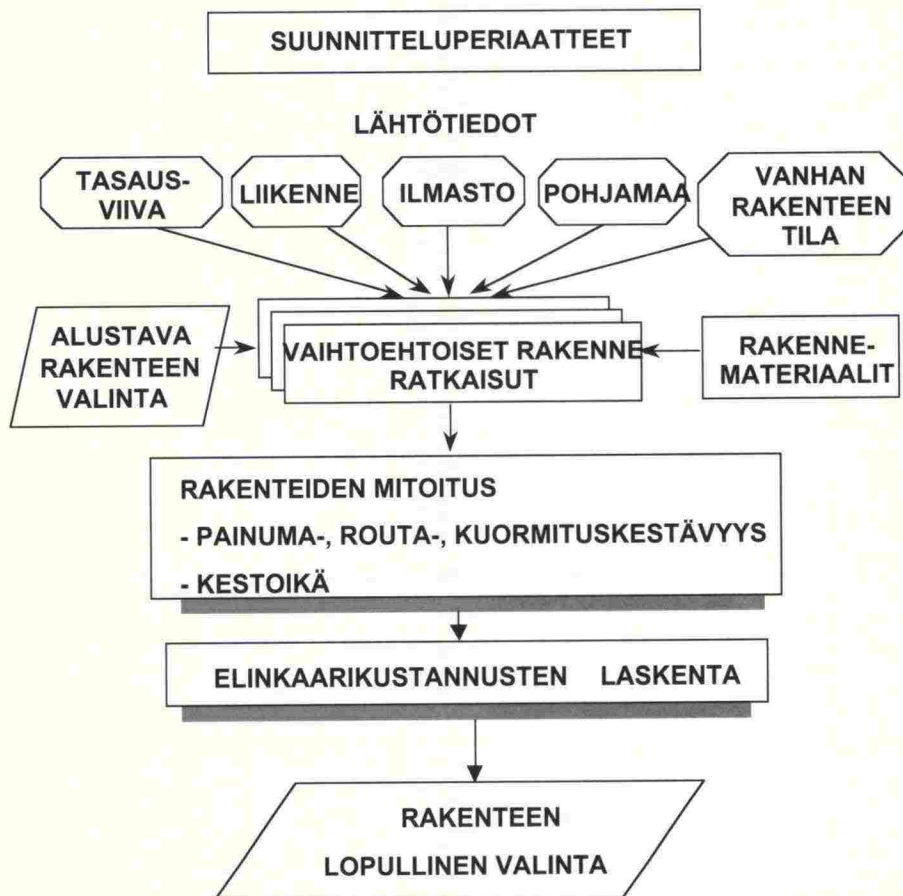


Markku Tammirinne, Aarno Valkeisenmäki, Esko Ehrola

Tierakenteiden tutkimusohjelma 1994 - 2001

Yhteenvetoraportti

Tiehallinnon selvityksiä 36/2002



Markku Tammirinne, Aarno Valkeisenmäki, Esko Ehrola

Tierakenteiden tutkimusohjelma 1994 - 2001

Yhteenvetoraportti

Tiehallinnon selvityksiä 36/2002

ISSN 1457-9871
ISBN 951-726-917-X
TIEH 3200768

Edita Prima Oy
Helsinki 2002

Julkaisua myy/saatavana:
Tiehallinto, julkaisumyynti
faksi 0204 22 2652
e-mail julkaisumyynti@tiehallinto.fi
www.tiehallinto.fi/julk2.htm



TIEHALLINTO
Opastinsilta 12 A
PL 33
00521 HELSINKI
Puhelinvaihte 0204 22 11

Toimittaneet: Markku Tammirinne, Aarno Valkeisenmäki, Esko Ehrola. **Tierakenteiden tutkimusohjelma 1994-2001. Yhteenvetoraportti.** Helsinki 2002. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 36/2002. 104 s. + liitt. 4 s. ISSN 1457-9871, ISBN 951-726-917-X, TIEH 3200768.

Asiasanat: Tutkimusprojektit, alusrakenne, päällysrakenne, rakenteet, suunnittelu, ominaisuudet, koetiet, elinkaari, taloudellisuus
Aiheluokka: 00, 32

TIIVISTELMÄ

Tierakenteiden tutkimusohjelma (S4) toteutettiin 1994-2001. Sen pääosan muodosti tien pohja- ja päällysrakenteiden tutkimusprojekti (TPPT). TPPT-projektissa tutkimustoiminnan painopiste oli uusien vilkkaasti liikennöityjen teiden rakenneratkaisuissa ja rakenteiden suunnittelussa. Lopputulosten tavoitteena on entistä kestävämpien uusien ja perusparannettavien kestopäällystettyjen teiden rakentaminen siten, että myös rakenteiden vuosikustannukset alenevat. Kun rakenteiden toiminta on etukäteen arvioitu, ennakoinnattomien vaurioiden riski pienenee.

TPPT-ohjelman tuloksena laadittiin TPPT-suunnittelujärjestelmä. Suunnittelujärjestelmään kuuluvissa erillisissä mitoitusohjeissa ja menetelmäkuvauksissa esitetään ne menettelytavat ja keinot, joita käyttäen tierakenne voidaan kohdekohtaisesti suunnitella ja mitoittaa painuman, roudan ja kuorituskestävyyden hallitsemiseksi. Suunnittelujärjestelmä sisältää myös vaihtoehtoisten päällysrakennerrakennerratkaisujen elinkaaren aikaisten kustannusten arviointimenettelyn.

Tutkimuksen toteutuksen aikana tienpidon painopiste muuttui voimakkaasti uusien teiden rakentamisesta olemassa olevien teiden ylläpitoon ja myös alemman luokan tiestöön. Tällöin havaittiin tarve käynnistää TPPT-projektin rinnalle erillinen ohutpäällysteisiin teihin keskittyvä projekti, joka toteutettiin 1999-2001.

TPPT-projektin rinnalla S4-ohjelmassa toteutettiin useita erillisiä projekteja, joilla oli samansuuntaiset joskin rajatummalla tavoitteet kuin TPPT-projektilla:

- Kestävän kehityksen rakenneideakilpailu
- Painumalaskentakilpailu
- REFLEX-teräsverkkoprojekti
- Teollisuuden sivutuotteiden käytön ja elinkaariarvioinnin kehittäminen
- Temmeksen instrumentoitu koetie
- Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto

Tienpidon painopisteen muututtua joidenkin näiden projektien suhteellinen merkitys ja määrä lisääntyi tutkimusohjelman loppua kohti.

Tässä tierakenteiden tutkimusohjelman yhteenvetoraportissa on kuvattu erittäin lyhyesti S4-tutkimusohjelman sisältöä ja sen eräiden projektien tuloksia.

Editors: Markku TAMMIRINNE, Aarno VALKEISENMÄKI, Esko EHROLA. Tierakenteiden tutkimusohjelma 1994-2001. Yhteenvetoraportti. [Road Structures Research Programme 1994-2001. Summary report]. Helsinki 2002. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 36/2002. 104 p + app. 4 p. xx s. ISSN 1457-9871, ISBN 951-726-917-X, TIEH 3200768.

Keywords: Research project, subsoil, pavement, design, materials, properties, test constructions, life cycle, economy

ABSTRACT

The Road Structures Research Programme (S4) was carried out in 1994-2001 by the Finnish Road Administration. The main part of the program consisted of the Road Structures Research Project (TPPT project) developing pavement structures and the substructures. The objective of the results obtained from the Road Structures Research Project is to be able to construct new roads and repair old paved roads more durable while reducing the annual cost of the structures. The goal of the TPPT project was to develop the design methods of the structures to make them more durable and to make it possible to estimate their performance during their entire life span. If the performance of the road structures can be estimated in advance, the risk of unexpected damages decreases.

The results of the TPPT project were compiled into a design system. The design guidelines and descriptions of the design system present the procedures and methods with which a road structure for a particular site can be designed to keep settlement, frost damage and load-bearing capacity under control. The TPPT design system also includes a procedure for estimating the life cycle costs of alternative pavement structures.

The focal point of research in the TPPT project was on the structural solutions and design of new high-volume roads. During the course of the research programme the emphasis of road management changed significantly from new road construction to maintenance of existing roads and to secondary roads with thin overlays. As a result, a separate project concentrating on thinly-pavement roads was started alongside the TPPT project. At the same time the TPPT project was reduced down slightly.

Several projects with parallel, but more limited goals than the TPPT project were implemented alongside the TPPT project:

- Sustainable development structure idea competition
- Settlement calculation competition
- REFLEX steel mesh project
- Use of industrial by-products and development of life cycle assessment
- Instrumented test road in Temmes
- Thin-pavement road project
- Damages of road structure and the condition of the road network

When the focal point of road management changed, the relative significance of these projects increased toward the end of the Road Structures Research Programme.

This publication is the summarising report of the Road Structures Research Programme. The content of the program and main results from some projects have been described very shortly in different chapters. The report has been published also in English.

ESIPUHE

Tierakenteiden tutkimusohjelma (S4) toteutettiin 1994-2001. Sen pääosan muodosti tien pohja- ja päällysrakenteiden tutkimusprojekti (TPPT). TPPT:n ohella tutkimusohjelmassa kehitettiin ja tutkittiin tierakenteita useissa pienemmissä erillisprojekteissa, joilla oli TPPT:n kanssa yhteneväiset ja TPPT:tä täydentävät tavoitteet.

TPPT-projektissa tutkimustoiminnan painopiste oli uusien vilkkaasti liikennöityjen teiden rakenneratkaisuissa ja suunnittelussa. Tutkimuksen toteutuksen aikana tienpidon painopiste kuitenkin muuttui voimakkaasti uusien teiden rakentamisesta olemassa olevien teiden ylläpitoon ja myös alemman luokan tiestöön. Tällöin todettiin tarve käynnistää TPPT-projektin rinnalle erillinen ohutpäällysteisiin teihin keskittyvä projekti, joka toteutettiin 1999-2001.

TPPT:n toteutuksesta vastasi Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT) Tielaitoksen toimeksiannosta ja rahoittamana. TPPT:n projektipäällikkönä VTT:ssä toimi aluksi (1994-97) prof. Asko Saarela ja loppuaikana (1998-2001) tutkimusprofessori Markku Tammirinne. Tielaitoksen (tiehallinnon) puolesta koko tutkimusohjelman vastuuhenkilönä toimi koko sen toteutuksen ajan Aarno Valkeisenmäki.

Tutkimusohjelman johtoryhmänä toimi tielaitoksen, korkeakoulujen ja eräiden muiden toimijatahojen edustajista koottu johtoryhmä. Johtoryhmän asioita valmistelevana elimenä toimi työvaliokunta, jonka jäsenet edustivat tiehallinnon ja tiepiirien asiantuntemusta. Johtoryhmän ja työvaliokunnan puheenjohtajana toimi vuodesta 1998 lähtien ohjelman loppuun saakka Jukka Isotalo ja ennen häntä Jarkko Saisto ja Matti-Pekka Rasilainen.

Tässä tierakenteiden tutkimusohjelman yhteenvetoraportissa on kuvattu hyvin lyhyesti tutkimusohjelman sisältöä ja sen eräiden projektien tuloksia. Raportti on julkaistu sekä suomeksi että englanniksi. Raportin eri lukujen kirjoittajat ovat toimineet tutkijoina ko. alueen projekteissa. Raportin ovat toimittaneet Tiehallinnon toimeksiannosta tutk.prof. Markku Tammirinne VTT:stä, dipl.ins. Aarno Valkeisenmäki Tieliikelaitoksesta ja prof. Esko Ehrola Teknillisestä korkeakoulusta.

Helsinki, kesäkuu 2002

Tekijät

Sisältö

1	TIERAKENTEIDEN TUTKIMUSOHJELMAN PÄÄSISÄLTÖ	13
1.1	Tutkimusohjelman käynnistäminen ja päävaiheet	13
1.2	TPPT:n sisältö ja tulokset	14
1.2.1	TPPT- suunnittelujärjestelmä	16
1.3	Muut projektit	17
1.3.1	Kestävän kehityksen rakenneideakilpailu	18
1.3.2	Painumalaskentakilpailu	18
1.3.3	REFLEX-teräsverkkoprojekti	18
1.3.4	Teollisuuden sivutuotteiden käytön ja elinkaariarvioinnin kehittäminen	18
1.3.5	Temmeksen instrumentoitu koetie	18
1.3.6	Kevytpäällysteisten teiden projekti	19
1.3.7	Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto	19
1.3.8	MnRoad yhteistyö	19
2	TIEN ELINKAAREN HALLINTA	20
2.1	Päällysrakenteen elinkaarikustannusten laskenta	20
2.2	Kunnon ennustemallit	25
2.2.1	Paksut (> 80 mm) AB-rakenteet	25
2.2.2	Ohuet PAB-rakenteet	28
2.2.3	Esimerkki	29
2.3	Elinkaariarviointi osana tie- ja maarakenteiden suunnittelua	31
2.4	Tie- ja maarakenteiden elinkaarilaskentaohjelma, MELI	32
2.5	Elinkaariajattelun soveltaminen käytäntöön.	33
3	TIEN PAINUMAPROFIILIN LASKENTA	35
3.1	TSARPIX-painumalaskentaohjelma	35
3.2	Pikselimallin muodostamisparametrit	36
3.2.1	Maavastusluotaus painumalaskennan lähtötietojen hankinnassa	36
3.2.2	Mittaus ja alustava tulosten käsittely	37
3.2.3	Vesipitoisuusmuunnos	38
3.2.4	Mittausdatan jatkokäsittely	38
3.3	Painumaprofiilin laskenta	39
3.4	Pohjarakenteen valinta painumaprofiilin avulla	40
3.5	Esimerkki	41
4	ROUTARAKENTEET JA ROUTAMITOITUS	46
4.1	Routarakenteiden käyttö ja kehittäminen	47
4.1.1	Palaturverakenteet	47
4.1.2	Routivien rakennekerrosten ja pohjamaan käsittely	49

4.1.3	Raudoiteverkot	52
4.2	Tierakenteen routamitoitus	54
4.2.1	Mitoituskriteerit	54
4.2.2	Routimiskertoimen määrittäminen	55
4.2.3	Routanousun laskeminen	55
4.2.4	Routasuojaus routimattomasta kivennäismaasta	56
4.2.5	Routaeristetyt rakenteet	56
5	KUORMITUSKESTÄVYYSMITOITUS JA -RAKENTEET	59
5.1	Rakenteiden mitoittaminen ja kehittäminen	59
5.2	Ajoneuvojen tien kohdistama rasitus on lisääntynyt	59
5.3	Paaksujen päällysrakenteiden mitoitus	61
5.3.1	Tien vaurioitumismekanismi, päällyste yli 60 mm	61
5.3.2	Kuormituskestävyyssuorituskyvyn alkamisajankohdan ennustemalli	62
5.4	Jännitysten ja muodonmuutosten laskenta	65
5.5	Ohutpäällysteisten (< 60 mm) teiden mitoittaminen	67
5.5.1	Mitoitusmenettelyn soveltaminen ja mitoittavat vauriot	67
5.6	Bitumistabiloinnit	71
5.7	Komposiittirakenteet	72
5.8	Väsymiskestävä asfalttirakenne	74
5.9	Moreenin rakeistaminen pelletillä	77
6	HVS-NORDIC KOETIEKONE	83
6.1	Johdanto	83
6.1.1	HVS-NORDIC:in ominaisuudet	83
6.1.2	Suomalais-ruotsalainen yhteistyö	84
6.1.3	Koetiekoneen käyttö tierakenteiden kehittämisessä	85
6.2	Tutkimusesimerkit: Routarakenne	85
6.2.1	Koerakenteet	85
6.2.2	Koeohjelma	86
6.2.3	Koetulokset	86
6.3	Tutkimusesimerkit: Luiskattu rakenne	88
6.3.1	Kokeen tavoitteet	88
6.3.2	Koerakenteet	88
6.3.3	Koeohjelma	89
6.3.4	Koetulokset	89
7	MUITA TUTKIMUKSIA	92
7.1	Painumalaskentakilpailu	92
7.2	Uusiomateriaalit tierakenteissa	95
8	TIESTÖN KUORMITUS, KUNTO JA TULEVAT TUTKIMUSTARPEET	99

8.1	Tieliikenteestä aiheutuva rasitus ja sen kehittyminen	99
8.2	Tiestön kunnon nykytila ja kehittyminen	101
8.3	Kehitys- ja tutkimustarpeet	103
<u>LIITE 1. TIERAKENTEIDEN TUTKIMUSOHJELMAN (S4) JULKAISUJA</u>		<u>1</u>

Kirjoittajat**1 TIERAKENTEIDEN TUTKIMUSOHJELMAN PÄÄSISÄLTÖ**

- 1.1 Aarno Valkeisenmäki, Tieliikelaitos
- 1.2 Markku Tammirinne, VTT
- 1.3 Aarno Valkeisenmäki, Tieliikelaitos

2 TIEN ELINKAAREN HALLINTA

- 2.1 - 2.2 Sami Petäjä ja Harri Spoof, VTT
- 2.3 Aarno Valkeisenmäki, Tieliikelaitos
- 2.4 Paula Eskola, VTT
- 2.5 Aarno Valkeisenmäki, Tieliikelaitos

3 TIEN PAINUMAPROFIILIN LASKENTA

- 3.1 - 3.5 Markku Juvankoski, VTT

ROUTARAKENTEET JA ROUTAMITOITUS

- 4.1 - 4.2 Harri Kivikoski, VTT

KUORMITUSKESTÄVYYSMITOITUS JA -RAKENTEET

- 5.1- 5.4 Markku Pienimäki, VTT
- 5.5 Jouko Belt, Oulun Yliopisto ja Esko Ehrola, TKK
- 5.6 Markku Pienimäki, VTT
- 5.7 Markku Pienimäki ja Kyösti Laukkanen, VTT
- 5.8 Markku Pienimäki, VTT ja Jari Pihlajamäki
- 5.9 Kari Pylkkänen, TTKK ja Aarno Valkeisenmäki, Tieliikelaitos

6 HVS-NORDIC KOETIEKONE

- 6.1- 6.2 Jari Pihlajamäki
- 6.3 Leena Korkiala-Tanttu, VTT

7 MUITA TUTKIMUKSIA

- 7.1 Matti Lojander, TKK
- 7.2 Markku Tammirinne, VTT

8 TUESTÖN KUORMITUS, KUNTO JA TULEVAT TUTKIMUSTARPEET

- 8.1-8.2 Jouko Belt, Oulun Yliopisto ja Esko Ehrola, TKK
- 8.3 Esko Ehrola,TKK, Markku Tammirinne, VTT ja Aarno Valkeisenmäki, Tieliikelaitos

1 TIERAKENTEIDEN TUTKIMUSOHJELMAN PÄÄSISÄLTÖ

1.1 Tutkimusohjelman käynnistäminen ja päävaiheet

Tierakenteiden strateginen tutkimusohjelma (S4) käynnistettiin v. 1994. Sen pääosan muodosti Tien pohja- ja päällysrakenteet –tutkimusohjelma (myöhemmin tekstissä TPPT-ohjelma), jonka toteutuksesta vastasi Valtion teknillinen tutkimuskeskus, VTT. TPPT:n ohella tierakenteita kehitettiin ja tutkittiin useissa pienemmissä erillisprojekteissa, joilla oli TPPT:n kanssa yhteneväiset tavoitteet. TPPT-ohjelmaa edelsi 1980 luvun lopulla Asfalttipäällysteiden tutkimusohjelma (ASTO-projekti), missä kehitettiin asfalttipäällysteitä kestävämpään paremmin nastarengaskulutusta. ASTO-projekti onnistui erittäin hyvin. Päällysteiden kulumiskestävyyttä onnistuttiin parantamaan merkittävästi, mikä vähensi tieden uudelleen päällystystarvetta.

TPPT-ohjelman tavoitteena oli sekä uusien että peruskorjattavien teiden liikennöitävyyden ja kestävyysparantaminen siten, että tienpidon vuosikustannukset alenevat ja ympäristöhaitat minimoituvat.

TPPT-ohjelmalle nimettiin VTT:n toimesta vuonna 1995 ulkomaisista asiantuntijoista koottu asiantuntijaryhmä: Dr. Jan Hartlen (Statens Geotekniska Institut / Lund Universitet), Dr. Ronald W. Hudson (University of Texas at Austin), Dr. Dave Newcomb (University of Minnesota), Dr. Litzka (TU Wien), Dr. Rolf Magnusson (Vägverket). Asiantuntijaryhmä vaikutti mielipiteillään ja asiantuntemuksellaan ohjelman alkuvaiheessa eri osa-alueiden painotukseen ja eräiden osa-alueiden yksityiskohtaiseen sisältöönkin. Ryhmä toimi vuoteen 1999 saakka.

TPPT-ohjelmassa tutkimustoiminnan painopiste oli uusien vilkkaasti liikennöityjen teiden rakenneratkaisuissa ja suunnittelussa. Tutkimusohjelman aikana tienpidon painopiste kuitenkin muuttui voimakkaasti uusien teiden rakentamisesta olemassa olevien teiden ylläpitoon. Tämän myötä käynnistettiin TPPT-ohjelman rinnalle erillinen ohutpäällysteisiin teihin keskittyvä projekti. Samalla hieman supistettiin TPPT-ohjelmaa.

Päävaiheet olivat:

1992 – 1993	TPPT- ohjelman tutkimussuunnittelu
1994	TPPT- ohjelman käynnistäminen
1994 – 1999	Laboratoriotutkimukset; sitomattomat, bitumiset ja komposiittimateriaalit
1995 – 1999	Koerakenteiden rakentaminen 19 kohteeseen; routa-, komposiittirakenteet sekä väsymiskestävä rakenne
1995	Kestävän kehityksen rakenneideakilpailu. Moreenin pelletoinnin kehitystyö alkaa
1997 – 1999	Painumalaskentakilpailu
1997	HVS-NORDIC kokeet aloitetaan yhteistyössä Ruotsin kanssa

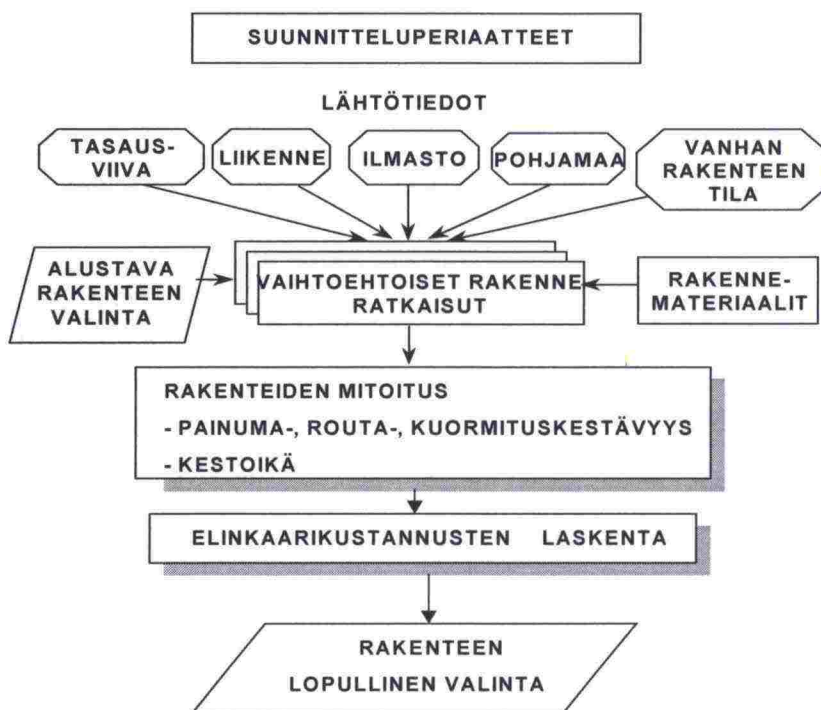
1999 – 2001 Kevytpäällysteisten teiden projektin käynnistäminen
2001 Tulosten kokoaminen; TPPT-suunnittelujärjestelmä, menetelmäkuvaukset, mitoitushjeet

Samanaikaisesti toteutettiin muitakin tierakenteisiin liittyviä projekteja (kts. luku 1.3)

1.2 TPPT:n sisältö ja tulokset

Tien pohja- ja päällysrakenteet –tutkimusohjelman lopputulosten tavoitteena on entistä kestävämpien uusien ja perusparannettavien kestopäällystettyjen teiden rakentaminen siten, että myös rakenteiden vuosikustannukset alenevat. Ohjelmassa toteutettujen projektien tavoitteena on ollut rakenteiden suunnittelun ja mitoituksen kehittäminen niin, että rakenteista saataisiin entistä kestävämpiä ja niiden toiminta olisi etukäteen arvioitu koko eliniän ajaksi. Kun rakenteiden toiminta on etukäteen arvioitu, ennakoimattomien vaurioiden riski pienenee.

TPPT-ohjelman tuloksena laadittiin TPPT-suunnittelujärjestelmä, jonka periaatekaavio on esitetty kuvassa 1.1. Suunnittelujärjestelmään kuuluvissa mitoitushjeissa ja menetelmäkuvauksissa (liite 1) esitetään ne menettelytavat ja keinot, joita käyttäen tierakenne voidaan kohdekohtaisesti suunnitella ja mitoittaa painuman, roudan ja kuormituskestävyyden hallitsemiseksi. Suunnittelujärjestelmä sisältää myös vaihtoehtoisten päällysrakennerrakennerratkaisujen elinkaaren aikaisten kustannusten arviointimenettelyn.



Kuva 1.1. TPPT-suunnittelujärjestelmän periaatekaavio.

Uusia rakenteita kehitettiin TPPT-ohjelmaan liittyvissä koerakennuskohteissa ja myös HVS-koetiekoneella (HVS NORDIC). TPPT-koerakenteiden tarkoituksena on ollut tutkimusohjelmassa kehitettyjen rakenteiden testaus käytännössä täysimittakaavaisesti. Vuosina 1995-99 rakennettiin 19 koerakennekohdetta, joissa on kokeiltu erilaisia rakenne- ja materiaaliratkaisuja teillä ja kevyen liikenteen väylillä. Koerakentamisella tutkittiin

- kuormituskestävyyden ja routakestävyyden lähtökohdista toteuttujen rakenteiden tasaisuuden muuttumista ja vaurioitumista todellisessa kuormitustilanteessa ja ilmastorasituksessa,
- käytettyjen materiaalien käyttäytymistä todellisessa kuormitustilanteessa ja ilmastorasituksessa ja
- kehitettyjen mitoitusmenetelmien ja käyttäytymismallien käyttökelpoisuutta.

Koerakenteiden suunnittelussa, rakentamisessa ja rakenteissa tehtyjen mittausten ja havaintojen avulla myös verifioitiin kehittyjä tutkimus- ja mittausmenetelmiä (menetelmäkuvauksia).

Routasuojauskohteissa tutkittiin palaturverakenteita, masuunihiekkarakennetta ja LD-teräskuonarakennetta. Lujiterakenteissa tutkittiin teräsverkkorakenteita, geoprofiilirakenteita, geosynteettisiä lujiteverkkoja sekä lujite- ja teräsverkkoja maabetonirakenteiden yhteydessä. Alusrakenteen homogenisointia ja stabilointia toteutettiin sementtistabilointina ja Finnstabilikkistabilointina. Seosmoreenirakenteessa vanhan tien rakennekerrokset ja penger käytettiin hyväksi jalostamalla näin moreenia käyttökelpoiseksi. Kuormituskestävyysrakenteissa tutkittiin bitumistabilointia, komposiittirakenteita ja gilsoniittirakennetta. Yhdessä kohteessa tutkittiin kivihiilenpolton lentotuhkaa kantavassa kerroksessa.

Koerakennuskohteiksi valittiin tiepiirien toimenpideohjelmissa vuosina 1995-1999 olleita hankkeita ottamalla huomioon parantamistarpeen syyt (kantaavuus, routa) sekä eri ilmastoalueet ja tieluokat. Koerakentamisohjelmassa toteutettiin ja tutkittiin rakenneratkaisuja sekä uusia että uudelleen rakennettavia ja parannettavia teitä varten. Koerakenteet on tehty piirien normaalien rakentamisen ohessa niin, että koekohteeseen on tullut aina referenssiksi piiriin tavanomaisen rakentamiskäytännön mukainen rakenne.

Koerakennuskohteista on laadittu kaikki seurantavuodet kattavat erilliset loppuraportit, joissa on esitetty arvio rakenteiden pitkäaikaisesta toimivuudesta ja käyttökelpoisuudesta. Kakista koerakennushankkeista ja niiden tuloksista on laadittu TPPT-loppuraportti *TPPT-koerakenteiden yhteenvetoraoprtti. Kivikoski, H., Pihlajamäki, J. & Tamminne, M. Tiehallinnon selvityksiä. TIEH 8/2002*. Raportissa on esitetty myös kohteiden jatkoseurantaa TPPT-ohjelman päätyttyä koskevat ehdotukset.

Koerakennustoiminnan piiriin kuului vuodesta 1994 lähtien myös mittaukset ja pitkäaikaisseuranta havaintoteillä, joista suurin osa kuului ns. SHRP - LTP-tutkimukseen. Näiden teiden seuranta oli aloitettu jo ennen TPPT:n aloittamista. Havaintoteiden mittausten avulla kehitetään kestoikämalleja ja selvitetään luotujen mallien käyttökelpoisuutta. Tätä tarkoitusta varten valit-

tiin 18 kohdetta AB + kantava (asfalttibetonipäällyste sitomattomalla alustalla) sekä 28 kappaletta 2AB + kantava (uudelleenpäällystetty asfalttibetonipäällyste sitomattomalla alustalla) rakenteita. Tällä hetkellä seurattavien kohteiden lukumäärä on 41 kappaletta */Havaintotiet. Harri Spoof. TPPT Kohderaportti 43. 2002/*

Havaintoteiltä on kerätty rakennetiedot (päällysteen paksuus, rakennekerrosten paksuudet) ja materiaalitiedot (materiaalinäytteet kustakin kerroksesta ja pohjamaasta). Lisäksi kohteissa on suoritettu pudotuspainomittaus (yksi tai kaksi kertaa) sekä vaurioinventointi (vaurion tyyppi, vaurioiden määrä, vaurion vakavuusaste) ja PTM-mittaus (tasaisuus- sekä urasyvyystiedot) vuosittain 1991 lähtien. Rakennekerrosten materiaalimoduulit (päällysteelle, sitomattomille kerroksille ja pohjamaalle) on takaisinlaskettu Modulusohjelmalla, jonka jälkeen muodonmuutokset ja jännitykset on laskettu BISAR monikerrosohjelmalla.

Materiaalitutkimukset TPPT:ssä kohdistettiin vain hyvin rajoitettuun määrään tierakenteissa käytettäviä materiaaleja. Vain eräiden komposiittimateriaalien osalta toteutettiin koko "tuotekehitysketju" materiaalin suhteituksesta aina materiaalin toiminnan selvittämiseen koerakenteissa. Myös bitumilla stabiiloituja materiaaleja sekä sementillä sidottua murskattua moreenia tutkittiin laboratoriokokeilla. Moreenin käyttöä koskevat jatkotutkimukset ja materiaalin kehittäminen tuotantoon soveltuvaksi siirtyivät tielaitoksen omaksi tehtäväksi. Sitomattomista rakennekerrosten materiaaleista TPPT:ssä tutkittiin vain karkeita murskeita. TPPT:n materiaalitutkimusten tuloksia kuormituskestävyyksimitoituksen näkökulmasta on käsitelty erillisissä TPPT-raporteissa */Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille. Tiehallinnon selvityksiä 66/2001/* ja */Sitomattomat materiaalit tien rakennekerroksissa. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä. Raportti TPPT 22. 2001/*.

1.2.1 TPPT- suunnittelujärjestelmä

TPPT-suunnittelujärjestelmässä suunniteltava tiekohde jaetaan painuman ja routimisen, perusparannettavassa kohteessa myös vanhan tien kuormituskestävyyden kannalta homogeenisiin osuuksiin ja rakenteet mitoitetaan painuma, routanousu ja kuormituskestävyys huomioonottaen. TPPT suunnittelujärjestelmän tien painumaprofiilin laskenta, routamitoitus ja kuormituskestävyyksimitoitus on esitetty menetelmäkuvauksina (*luettelo liitteessä 1*).

Painuman laskennalla haetaan ensin ne kohdat tielinjalla, joissa painuminen ylittää painumakriteerit (painumaerot, kulmakiertymät). TPPT:ssä kehitettyyn TSARPIX- ohjelmaan perustuva tien pituussuuntaisen painumaprofiilin laskentamenettely soveltuu sekä uusien teiden suunnitteluun että vanhojen teiden perusparantamisen suunnitteluun kaikissa tieluokissa.

Routamitoitus perustuu tien rakennekerrosten paksuuksien tai routaeristykseen mitoittamiseen niiden lämmönjohtavuuden, pohjamaan routivuuden, pakkasmäärän ja routanousukriteerin perusteella. Eri tavalla routasuojattujen rakennevaihtoehtojen valinnassa voidaan käyttää apuna routanousuriskiä (vaurioitumisriskiä) perustuvaa elinikä tarkastelua. Esitetty routamitoitus so-

veltuu sekä uusien teiden suunnitteluun että vanhojen teiden perusparantamisen suunnitteluun kaikissa tieluokissa.

Päällysrakenteen kuormituskestävyyssmitoitus on tarkoitettu kestopäällysteisille (AB-, ABK-, SMA-päällysteet) teille, joissa päällysteen alla ei ole sidottuja kerroksia. TPPT-mitoitusmenettelyssä lähdetään siitä, että kestopäällysteen paksuus on 60-80 mm tai suurempi, jolloin päällysteen väsyminen on vaurioihin johtava tekijä. Päällysteen kuormituskestävyyssmitoitus perustuu päällysteen alapinnan vaakasuoraan vetomuodonmuutokseen tai taipumaerotukseen (SCI300), jotka selittävät päällysteen väsymisestä aiheutuvaa liikenneperäistä vaurioitumista.

Koko tierakenteen toimivuus voidaan tarkastella vielä ottamalla huomioon pohjamaan kuormituskestävyys roudan sulamisaikana, jolloin pohjamaan moduuli on alimmillaan. Pohjamaan kokonaismuodonmuutoksen perusteella arvioidaan pohjamaan urautumisriskiä.

TPPT-suunnittelujärjestelmään kuuluvalla päällysrakenneratkaisujen elinkaarikustannusten arviointimenettelyllä lasketaan tarkasteluun valittujen vaihtoehtoisten mitoitettujen rakenteiden elinkaarikustannukset. Nämä taloudellisuusvertailut toimivat päätöksenteon tukena valittaessa kohteessa toteutettavaa rakenneratkaisua.

Mitoituskriteerit ja mitoituksessa sovellettavat TPPT -raja-arvot on määritelty tien tasaisuuden (tien käyttäjän kokema ajomukavuus) ja tien, erityisesti päällysteen rakenteellisen kestävyuden pohjalta. Käytettävien raja-arvojen määrittelyssä on pyritty siihen, että ne ovat ennakolta laskettavissa tai arvioitavissa ja myös yksikäsitteisesti tiestä mitattavissa olevia.

TPPT-suunnittelujärjestelmän mitoitusmenettelyille on olennaista, että mitoitus tapahtuu paikkakohtaisilla tiedoilla ja parametreilla (liikenne, ilmasto, pohjamaa, käytettävät rakennemateriaalit). Lähtötietojen hankinnan yhdenmukaistamiseksi on laadittu TPPT-menetelmäkuvauksia, jotka on julkaistu erillisinä raportteina (*liite 1*) ja joihin on viitattu mitoitusohjeissa. Suositellavat menetelmät on todettu käyttökelpoisiksi käytännön havaintojen ja kokeiden perusteella. Mitoitusmenettelyissä on myös viitattu yleisessä käytössä oleviin tielaitoksen tai muiden organisaatioiden julkaisemiin eritasoisiin ohjeisiin, joita ei ole käsitelty TPPT:n yhteydessä.

1.3 Muut projektit

TPPT-projektin rinnalla toteutettiin erillisiä projekteja, joilla oli samansuuntaiset, joskin rajatut tavoitteet kuin TPPT-projektilla. Tienpidon painopisteen muututtua näiden projektien suhteellinen merkitys ja määrä lisääntyi tutkimusohjelman loppua kohti. Näiden projektien tuloksista laadittuja raportteja on lueteltu *liitteessä 1*.

1.3.1 Kestävän kehityksen rakenneideakilpailu

Tierakentamiseen etsittiin v. 1995 uusia ideoita myös yleisellä ideakilpailulla, johon saatiin yli 100 uutta tai vielä käyttöön vakiintumatonta ehdotusta teiden pohja- tai päällysrakenteiksi. Voittaneessa ideassa ehdotettiin moreenin jalostamista pellettoimalla sitä sementillä tai bitumilla. Idea kehitettiin laboratoriotutkimuksin ja kenttäkokein. Kehitystyön tuloksista on kerrottu luvussa 5.

1.3.2 Painumalaskentakilpailu

Pehmeiköille rakennettavien tiepenkereiden painumalaskelmien tarkkuutta selvitettiin järjestämällä laskentakilpailu v. 1997 - 1999. Useat koti- ja ulkomaiset osallistujat arvioivat ennakkoon sekä perinteisillä että moderneilla menetelmillä Haarajoen koepenkereen painumia. Kilpailuvastausten hajonta oli suuri. Tarkemmin kilpailusta on kerrottu luvussa 7.

1.3.3 REFLEX-teräsverkkoprojekti

Suomessa on jo kolmenkymmenen vuoden ajan käytetty hyvällä menestyksellä teräsverkkoja teiden pituussuuntaisten routahalkeamien korjaamiseen. meneillään olevassa eurooppalaisessa tutkimusprojektissa on selvitetty mahdollisuutta käyttää teräsverkkoja myös teiden kuormituskestävyyden parantamiseen. Suomalaiset tutkijat ja Tielaitos ovat osallistuneet projektiin. Alustavat tulokset ovat lupaavia. Tutkimuksen tulokset julkistetaan myöhemmin v. 2002.

1.3.4 Teollisuuden sivutuotteiden käytön ja elinkaariarvioinnin kehittäminen

Samanaikaisesti TPPT-projektin kanssa oli Suomessa käynnissä pääosin TEKES:in rahoittama "Ympäristögeotekniikkaohjelma" (1995-99). Siinä kehitettiin mm. ympäristöystävällistä maarakentamista ja sivutuotteiden käyttöä. Tielaitos oli mukana rahoittamassa teollisuuden sivutuotteiden (uusiomateriaalien) käyttöä koerakenteissa ja elinkaariarvioinnin kehittämistä (LCA). Sivutuotteiden kehitystyötä on esitelty luvussa 7 ja elinkaariarviointia luvussa 2.

1.3.5 Temmeksen instrumentoitu koetie

Lähelle Oulua, Temmekseen instrumentoitiin monipuolisesti tavanomainen tierakenne v. 1996 - 1997. Temmeksen koetiellä on tutkittu liikenteen ja ilmastotekijöiden vaikutusta tierakenteen rasituksiin. Tulosten perusteella on mm. laadittu laskentamalli päällysteen keskilämpötilan määrittämiselle. Projektin raportteja on lueteltu *liitteessä 1*.

1.3.6 Kevytpäällysteisten teiden projekti

Merkittävin TPPT:n rinnakkaisprojekti oli kolmevuotinen (1999-2001) kevytpäällysteiden projekti. Siinä kehitettiin uudet mitoitusmenetelmät ja kunnan ennustemenetelmät ohutpäällysteisille (< 80 mm) teille, joiden toimintatapa poikkeaa paksupäällysteisistä teistä. Projektin tuloksia on esitelty luvuissa 2 ja 5 ja raportit on lueteltu *liitteessä 1*.

1.3.7 Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto

Tierakenteen vaurioitumisprosessin monimutkaisuus on vaikeuttanut mm. tiestön kunnan kehittymisen arviointia ja siitä käytävää keskustelua. Selvityksen raportissa on kuvattu yksinkertaisesti ja havainnollisesti tierakenteen käyttäytymistä ja siihen vaikuttavia tekijöitä. Tutkimuksessa analysoitiin myös tiestön kuntoa. Aihetta on käsitelty tarkemmin luvussa 8.

1.3.8 MnRoad yhteistyö

Minnesotan osavaltioon rakennettiin v. 1990-91 erittäin monipuolisesti instrumentoitu koetie MnRoad.

Se muodostuu moottoritien osasta, jossa on 83 kpl erilaista rakennetta sekä erillisestä Low Volume Road koetiestä, jossa on 17 kpl erillistä rakennetta. Koska Minnesotan geologia ja ilmasto muistuttavat suomalaisia olosuhteita, on MnRoadin kokemuksia käytetty hyväksi TPPT-ohjelmassa.

Vastaavasti suomalaista ratkaisuja on kokeiltu Minnesotassa. Yhteistyöhön on kuulunut tutkijavaihtoa sekä asiantuntijavierailuja. MnRoad koetiehen ja sen tuloksiin voi tutustua [www-](http://www.dot.state.mn.us/) osoitteissa:

<http://www.dot.state.mn.us/>

http://mnroad.dot.state.mn.us/research/MnROAD_Project/MnROADProject.asp

2 TIEN ELINKAAREN HALLINTA

Tien elinkaaren hallinta jakaantuu elinkaarikustannuslaskentaan (teknillis-taloudelliset vaikutukset) ja elinkaariarviointiin (ympäristövaikutukset). Elinkaarikustannuslaskennan avulla voidaan laskea kaikille tarkasteltaville rakennevaihtoehdoille elinkaaren aikaiset tienpitäjän ja tienkäyttäjän kustannukset ja näin valita vuosikustannuksiltaan taloudellisin ratkaisu.

Elinkaariarviointi käsittää tuotteen (tierakenteen) elinkaaren aikaisten ympäristövaikutusten arvioinnin materiaalien tuotannosta ja rakenteen valmistamisesta sen käytön aikaisten vaikutusten sekä purkamisen ja kierrätettävyyden arviointiin.

2.1 Päälysrakenteen elinkaarikustannusten laskenta

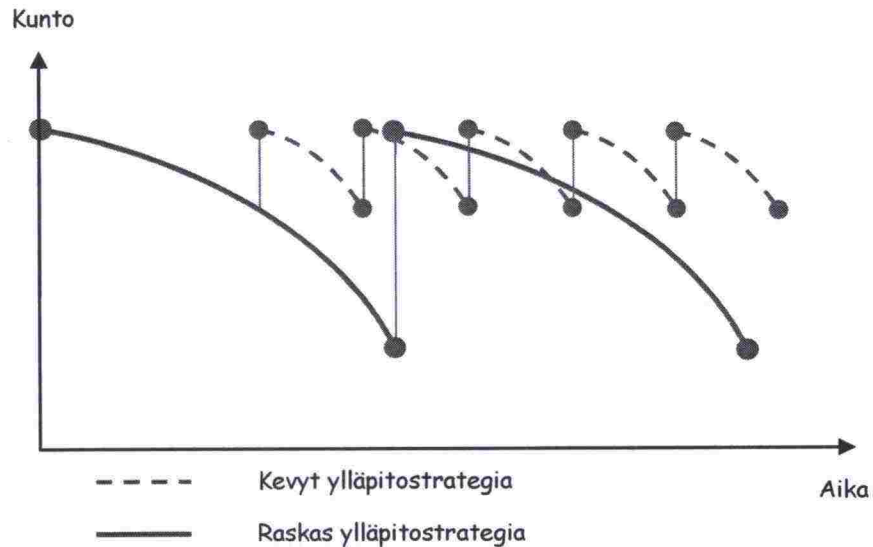
Perinteisesti tien rakenneratkaisuja suunniteltaessa investointikustannukset ovat ohjanneet rakenteiden valintaa, ts. on valittu investointikustannuksiltaan halvin vaihtoehto. TPPT-ohjelmassa on laadittu AB- ja PAB-rakenteille laskentajärjestelmä, joka huomioi rakenteen koko elinkaaren aikaiset investointi- ja ylläpitokustannukset sekä tien käyttäjän kustannukset. Elinkaarikustannuksia laskettaessa on pystyttävä ennustamaan tarkasteltavan rakenneratkaisun kestoikä. Tavanomaisille AB- ja PAB-rakenteille on laadittu tätä varten kestoikämallit. Muiden rakenteiden, mm. bitumi- ja sementtistabilointien sekä uusien rakenneratkaisujen kestoikämallit ovat vielä puutteellisia.

Elinkaarikustannusten laskenta suositellaan tehtäväksi pohjarakenteille ja päälysrakenteille erikseen, koska pohjarakenteiden kustannukset ovat huomattavasti päälysrakennetta suuremmat. Päälysrakenteen elinkaarikustannusten laskenta on periaatteiltaan samanlainen uudelle rakenteelle ja rakenteen parantamiselle.

Elinkaarikustannusten laskennalla voidaan optimoida:

- vaihtoehtoisten rakenneratkaisujen taloudellisuutta ja
- kahden eri ylläpitostrategian taloudellisuutta.

Vaihtoehtoisten rakenneratkaisujen taloudellisuutta optimoidessa verrataan eri rakennevaihtoehtojen elinkaaren aikaisia vuosikustannuksia. Vertailulla pyritään etsimään ylläpitotason optimia eli sitä, mille tasolle esimerkiksi tien vaurioitumisen sallitaan laskea. Tarkastelussa voidaan vertailla esim. onko taloudellisempaa tehdä edullisempia ja kevyempiä toimenpiteitä usein vaiko harvemmin, mutta silloin kalliimpia ja raskaampia toimenpiteitä (kuva 2.1).



Kuva 2.1. Kaksi erilaista tien kunnon ylläpitostrategiaa.

Mitä mukana laskennassa ?

Elinkaarikustannusten laskennassa otetaan huomioon seuraavat tienpitäjän ja käyttäjän kustannukset. Käytännön laskennassa voidaan jättää pois ne kustannuserät, joilla ei ole eroa eri rakennevaihtoehtojen välillä.

Tienpitäjän kustannukset:

- Rakentamisen tai rakenteen parantamisen kustannukset eli investointikustannukset sisältäen myös suunnittelukustannukset
- Tulevien toimenpiteiden tienpitäjälle aiheuttamat kustannukset
- Vuosittaiset hoitokustannukset

Tienkäyttäjän kustannukset:

- Tulevien toimenpiteiden tien käyttäjille aiheuttamat kustannukset
- Vuosittaiset käyttäjien kustannukset

Kunakin vuonna toteutuvaksi arvioitavat kustannukset diskontataan nykyarvoon ja lasketaan yhteen. Rakenteiden vertailu tapahtuu tarkastelujakson ajalle lasketun vuosikustannuksen perusteella.

Laskentajakson pituus

Tien eri rakenneosien elinikä tai elinkaari voi olla hyvin eri pituinen. Päälyste uusitaan vilkasliikenteisillä teillä kulumisurien vuoksi muutaman vuoden välein. Pohjarakenteiden tavoitteellinen elinikä voi olla 50 - 100 vuotta. Erilaisilla parantamis- ja ylläpitotoimenpiteillä on erilaiset kestoajat. Tien elinkaarella tarkoitetaan tässä yhteydessä tarkasteluajanjaksoa, jonka pituuden suunnittelija valitsee vaihtoehtoisten rakennerratkaisujen ja/tai tiehen kohdistuvien toimenpiteiden välistä kustannusvertailua varten. Tarkasteluajan-

jakso voi olla esim. 20, 30 tai 40 vuotta. Kevytpäälysteisillä PAB-teillä tarkastelujakson pituus on lyhyempi kuin paksupäälysteisillä teillä, koska päällysrakenteen kestoikä on PAB-teillä yleensä lyhyempi.

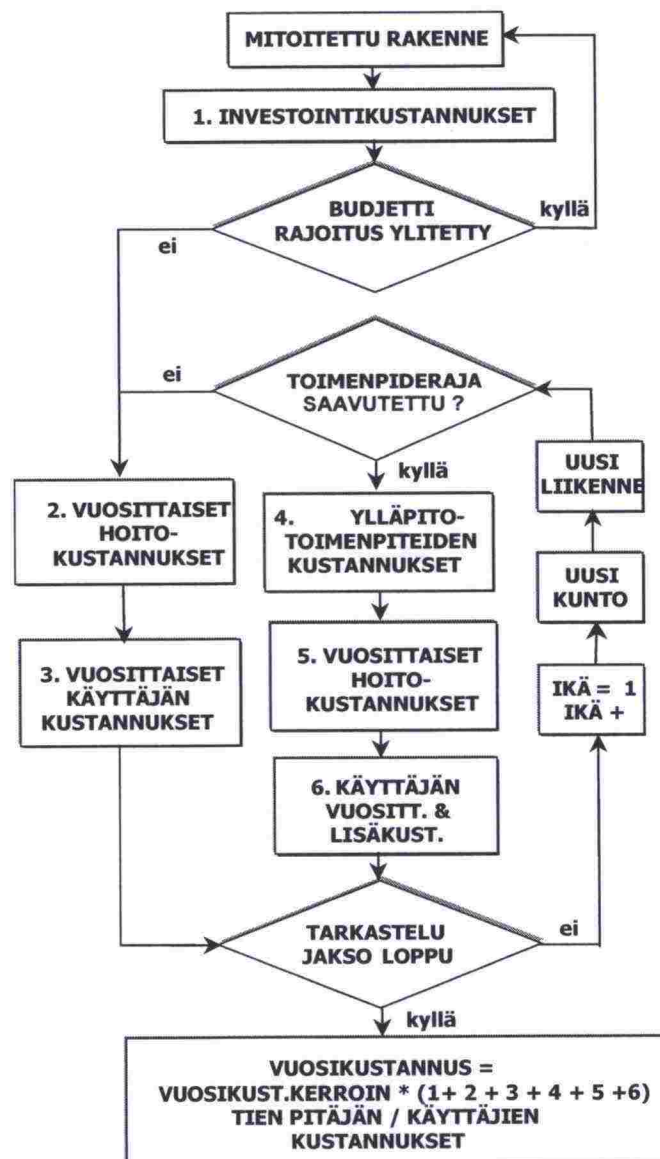
Mitä pitemmäksi tarkasteluajanjakso valitaan, sitä epävarmemmaksi tulevien toimenpiteiden kustannusten arviointi muuttuu. Mitä kauempana tulevaisuudessa tarkasteltava toimenpide on, sitä pienempi on sen vaikutus kokonaiskustannuksiin, koska kustannukset muutetaan nykyarvoon diskonttaustekijän avulla. Vaikutus on sitä pienempi, mitä korkeampi valittu korkokanta on.

Elinkaarikustannusten laskentajärjestelmä

Kuvan 2.2 mukaisen TPPT-elinkaarikustannusten laskentajärjestelmän lähtötiedot saadaan valitun strategian mukaisina mitoituskriteereinä, toimenpiderajoina sekä mitoituksen tuloksena.

Mitoituksen tuottaman rakenneratkaisun investointikustannukset huomioidaan laskentakaavion kohdassa 1. Seuraavaksi tarkistetaan, että budjettirajoitusta ei ole ylitetty ja siirrytään kaaviossa alaspäin. Mikäli budjettikehys on ylittynyt, tulee rakenteiden mitoitusta muuttaa budjettikehysten sallimien rajojen sisälle.

Tämän jälkeen kaavion keskellä olevaa silmukkaa lähdetään kiertämään vastapäivään tarkistamalla, ettei strategian määrittämiä toimenpiderajoja ole ylitetty ja kumuloimalla kohtien 2 ja 3 vuosittaisia hoitokustannuksia ja käyttäjän kustannuksia. Tämän jälkeen, mikäli tarkastelujakso ei ole loppu, ikään lisätään yksi vuosi, tarkistetaan liikenteen kasvu ja ennustetaan kuntuuttujille uudet arvot. Tätä silmukkaa kierretään, kunnes joku strategian asettamista toimenpiderajoista ylittyy, jolloin oikaistaan silmukan keskeltä ja kumuloidaan toimenpiteen aiheuttamat kustannukset kohdassa 4, vuosittaiset hoitokustannukset kohdassa 5 ja käyttäjän vuosittaiset sekä työmaan aiheuttamat lisäkustannukset kohdassa 6. Kun silmukkaa on kierretty niin kauan, että tarkastelujakso on loppu, rakenteelle lasketaan elinkaaren aikainen vuosikustannus.



Kuva 2.2. Päälysrakenteen elinkaarikustannusten laskentajärjestelmä (TPPT suunnittelujärjestelmä).

Toimenpiderajat

Tienpidon ohjauksessa ja ohjelmoinnissa käytetään neljää kuntomuuttujaa (mittaria), jotka ovat

- vauriot (vauriosumma),
- urat (urasyvyys),
- tasaisuus (IRI) ja
- kantavuus.

Kullakin kuntomuuttujalla on tietyt tieluokasta, liikennemäärästä ym. riippuvat toimenpiderajat. Kantavuudelle ei ole esitetty toimenpiderajaa, koska kantavuusasteen on todettu selittävän huonosti tien rakenteellista kuntoa ja vau-

rioitumista. Taulukossa 2.1 on esitetty esimerkki toimenpiteiden raja-arvoista /7/.

Taulukko 2.1. Pintakuntomuuttujien valintaehtojen raja-arvot (PMSPro perusasetukset /7/).

	KVL (ajon./vrk)			
	>6000	6000-1500	1500-350	<350
Urasyvyys, mm	15	16	17	18
< 80 km/h	16	17	18	19
Tasaisuus, IRI, mm/m	2,5	2,5	3,5	3,5
< 80 km/h	2,5	3,5	4,1	4,1
Vauriosumma AB	30	50	70	140
m ² PAB	40	60	80	140

Kuntomuuttujien kehittymistä ennustetaan kenttähavaintoihin perustuvilla malleilla.

Elinkaarikustannusten laskennassa on arvioitava toimenpiteiden vaikutusta kuhunkin kuntomuuttujaan erikseen. Vilkasliikenteisillä teillä yleinen vaurio-tyyppi on päällysteen kulumisesta ja deformaatiosta aiheutuva urautuminen. Kunnan ennustamista on käsitelty myöhemmin kohdassa 2.2 "Kunnan ennustemallit".

Käyttöajan kustannusten laskennasta

Käyttöajan kustannuksia laskettaessa otetaan huomioon yleensä vain ne tekijät, joiden osalta eri vaihtoehdot poikkeavat toisistaan. (Numerot viittaavat kuvan 2.2 toimenpiteisiin.)

2. Vuosittaiset kunnossapitokustannukset: Ei oteta yleensä huomioon.

3. Vuosittaiset käyttäjän kustannukset: Normaalin käyttöajan kustannuksia ovat mm. matka-aikakustannukset, ajoneuvokustannukset ja onnettomuuskustannukset. Näitä ei oteta yleensä huomioon. Alempiluokkaisella verkolla eri vaihtoehtojen kunnossa esiintyvillä eroilla voi olla vaikutusta matka-aikaan ja ajoneuvokustannuksiin.

4. Tulevien toimenpiteiden kustannukset lasketaan suunniteltujen toimenpiteiden mukaan.

6. Toimenpiteistä käyttäjälle aiheutuvat lisäkustannukset otetaan yleensä laskennassa huomioon. Ylläpitotoimenpiteet aiheuttavat käyttäjien kustannusten lisääntymistä tien ruuhkautumisena ja pidentyneenä matka-aikana ajettaessa työmaa-alueen läpi sekä kiertotien aiheuttamina kohonneina ajoneuvokustannuksina ja pidentyneenä matka-aikana. Kun liikennemäärät ovat suuria, erot työmaiden aiheuttamissa käyttäjien lisäkustannuksissa saattavat olla perusteena liikennehaittojen välttämiseksi ja pidemmän kes-töiän omaavien ratkaisujen käytölle.

Kustannusten laskentaa on esitetty tarkemmin TPPT-menetelmä-kuvauksessa TPPT-20 "Päällysrakenteen elinkaarianalyysi" /1/

Rakenteen jäännösarvo

Rakenteen jäännösarvolla ymmärretään yleisesti sen kunnosta riippuvaa rakenteen nykyarvoa. Sitä voidaan myös käsitellä sinä kustannuksena, joka tarvitaan rakenteen palauttamiseksi alkuperäiseen kuntoon. Kun elinkaarikustannusten laskennassa tarkastelujakso valitaan riittävän pitkäksi (yli 30 vuotta), eri rakennevaihtoehtojen jäännösarvojen erolla ei ole merkitystä laskennan lopputuloksen kannalta.

2.2 Kunnan ennustemallit

Kestoikämalleilla arvioidaan se tilanne, jolloin rakenne saavuttaa etukäteen sovitun alimman sallitun kuntotilan (toimenpiderajan). Ennustettavina kuntomuuttujina ovat:

- päällysteen vaurioituminen,
- tien poikkisuuntainen tasaisuus/urautuminen ja
- tien pituussuuntainen tasaisuus.

Näiden kuntomuuttujien kehittymistä ennustetaan erikseen paksupäällysteisille ja ohutpäällysteisille teille.

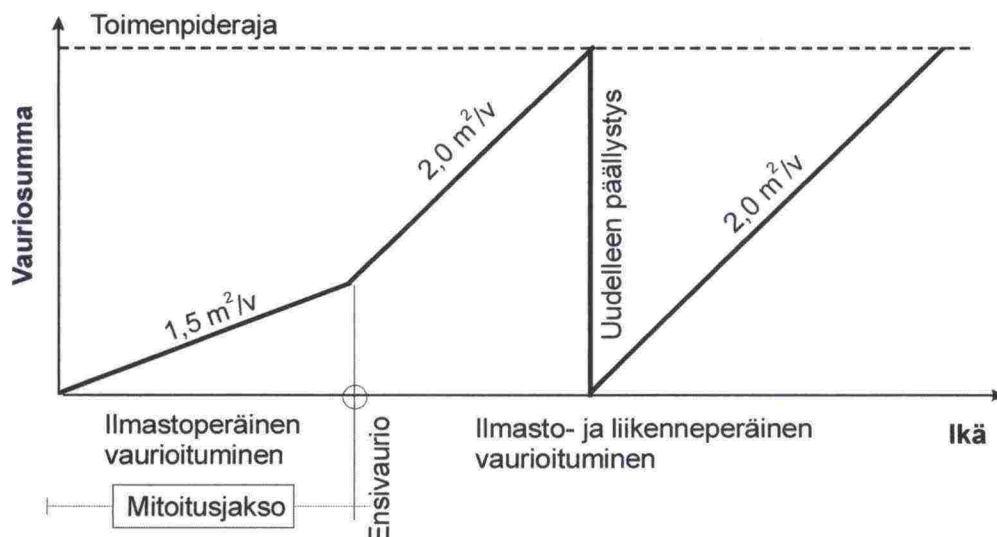
Elinkaarikustannuslaskentamenettelyn soveltamista käytäntöön vaikeuttaa tällä hetkellä joidenkin osatekijöiden lähtötietojen puute sekä se, että rakenteiden vaurioitumismallit ovat vielä puutteellisia eikä toimenpiteiden vaikutusta tien kestoikään tunneta riittävän tarkasti.

2.2.1 Paksut (> 80 mm) AB-rakenteet

Päällysteen vaurioituminen

Päällysteen vaurioitumisen mallintaminen on kolmivaiheinen, kuva 2.3:

- tien rakentamisen jälkeinen liikennekuormituksen aiheuttama ensivaurioituminen ja sen aikaiset ilmastovauriot (mitoitusjakso),
- ensivaurion jälkeinen ilmasto- ja liikenneperäinen vaurioituminen ja
- toimenpiteen jälkeinen ilmasto- ja liikenneperäinen vaurioituminen.



Kuva 2.3. Ensivaurioituminen liikennekuormituksesta ja sen aikaiset ilmastovauriot

Mitoituksessa päällysteen vaurioitumisen kriteerinä on ensivaurio ajourassa. Ensivaurion syntymisen ajankohdan laskemiseen käytettävässä mallissa (ks. luku 5) muuttujina ovat asfaltin alapinnan muodonmuutos (EPS) ja vuosittainen kuormituskertaluku. Ensivauriomalli ennustaa paksupäällysteisillä teillä ajouraan tulevan liikennekuormituksesta aiheutuvan vaurioitumisen alkamisajankohdan luotettavasti, mutta mallilla on kuitenkin rajoitettu, sen laadinta-aineistosta riippuva käyttöalue.

Tien valmistumisen jälkeen siihen kohdistuu myös ilmastosta johtuvia rasituksia, jotka vaurioittavat tietä. Ilmastoperäisten vaurioiden syntymisnopeuteen vaikuttaa merkittävimmin rakennekerrosten paksuus, alusrakenteen routivuusominaisuudet sekä ilmastoalue. Mitoitusroutanousun ollessa 50 mm on vauriomallissa suurin vaurioitumisnopeus pohjamaasta ja ilmasto-olosuhteista riippumatta vakio $1,5 \text{ m}^2/\text{a}$. Mikäli mitoitusroutanousu on suurempi kuin 50 mm, lasketaan ilmastoperäinen vaurioitumisnopeus hankekohtaisesti.

Ensivaurion jälkeinen ilmasto- ja liikenneperäinen vaurioituminen

Laskennassa käytetään samaa vaurioitumisnopeutta kuin toimenpiteiden jälkeen. Se sisältää sekä ilmasto- että liikenneperäiset vauriot (taulukko 2.2).

Vaurioitumisnopeudet eri toimenpiteiden jälkeen

Tielaitoksen toimesta on pyritty selvittämään, miten erilaiset rakenteelliset tekijät sekä ilmasto- ja liikenneperäiset tekijät vaikuttavat vaurioitumisnopeuteen tiehen kohdistetun toimenpiteen jälkeen. Aineistossa ei mikään tutkittava rakenteellinen tekijä eikä kuormitustekijä selittänyt vaurioitumisnopeutta ylläpitotoimenpiteen jälkeen. Kohteilla, joissa oli tehty ohut pintaous, vaurioitumisnopeus oli noin 25 % suurempi kuin kohteilla, joissa toimenpiteenä oli uudelleenpäällystys. Paksupäällysteisille AB-teille käytettävät keskimääräiset vaurioitumisnopeudet liikennemääräluokittain on esitetty taulukossa 2.2.

Taulukko 2.2. Vaurioitumisnopeus liikennemääräluokittain ylläpitotoimenpiteen jälkeen.

Toimenpide	KVL yli 6000	KVL 3000 - 6000	KVL 1500 – 3000
Ohut pinta	1,9 m ² /a	2,2 m ² /a	2,5 m ² /a
Uudelleenpäällystys	1,5 m ² /a	1,8 m ² /a	2,0 m ² /a

Tällä mallilla ei pystytä selittämään nykykunnan vaikutusta tulevaan vaurioitumiseen. Toimenpiteiden jälkeinen mallintaminen on karkealla tasolla

Päällysteen urautuminen

Asfalttipäällysteiden kokonaisurautumisnopeuden laskemismenettely perustuu ASTO-koeteiden tulosten 1990-1997 analysointiin. Urautuminen voidaan jakaa kahteen osaan: henkilöautojen nastarenkaiden aiheuttamaan päällysteen kulumiseen ja raskaiden ajoneuvojen aiheuttamaan päällysteen deformaatioitumiseen. Urautumisen laskentaa varten on tehty Excel-ohjelma, PCAD. Päällysteen urautumismallit ovat suhteellisen tarkkoja.

Kulumismallin lähtötietoina tarvitaan:

- Henkilöautojen ja raskaiden ajoneuvojen lukumäärä
- Tien leveys, nopeusrajoitus
- Ilmastoalue
- Päällysteen massatyyppi
- Kiviaineksen kuulamyllyarvo
- Päällystemassan sideainetyyppi

Deformaatiomallin lähtötietoina tarvitaan :

- Raskaiden ajoneuvojen lukumäärä
- Päällysteen massatyyppi
- Päällystemassan sideainetyyppi

Tasaisuuden muuttuminen

TPPT:n elinkaarilaskennassa käytetään pituussuuntaisen epätasaisuuden mallintamiseen tienpidon ohjauksessa ja ohjelmoinnissa (HIPS/PMS) käytettäviä malleja liikennemääräluokittain.

PMS:n rappeutumismallien tarkastuksen tuloksena on suositeltu otettavaksi käyttöön kestopäällysteisille teille tasaisuusmalli (1.1):

$$dIRI = 0,016 + 0,0524 \cdot IRI(t), \quad (1.1)$$

missä,
dIRI on tasaisuuden muutos vuodessa
IRI(t) IRI vuonna t

Tasaisuuden muuttumisen ennustaminen on melko luotettavaa.

2.2.2 Ohuet PAB-rakenteet

Poikittainen epätasaisuus

Kevytpäällysteisillä ja kapeilla teillä ajourien välisen harjanteen korkeus on osoittautunut paremmaksi poikittaisen epätasaisuuden tunnusluvuksi kuin ulkouran syvyys. Erityisesti kapeilla teillä levenemis- ja urautumismekanismit eivät havaittavasti hidastu iän myötä, vaan harjanteen kasvu jatkuu vuosittain lineaarisesti. Harjanteen kasvunopeudelle kehitettiin "Kevytpäällysteisten teiden vaurioitumismallien ja mitoitusmenetelmien kehittäminen" projektissa mallit erikseen PAB-rakenteille Etelä-Suomessa ($F_{10} < 40\ 000\text{ Kh}$) ja Pohjois-Suomessa ($F_{10} > 40\ 000\text{ Kh}$) sekä ohuille AB-päällysteille Etelä-Suomessa /2/. Malleissa ovat muuttujina päällysteen leveys, taipumaerotus d0 - d450 ja keskimääräinen vuorokausiliikenne (ks. luku 5). Mallien testaaminen on tällä hetkellä kesken.

Harjanteen korkeudelle ei ole olemassa toimenpiderajaa, koska sitä ei ole käytetty kuntomuuttajana Tiehallinnon ohjausjärjestelmissä. TPPT-elinkaarilaskennassa ylläpitotoimenpiteiden raja-arvona rakenteen parantamiskohteilla on käytetty 25 mm.

Vaurioituminen

"Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit" -projektissa vauriosumman mallinnuksessa on käytetty samoja muuttujia kuin harjanteen kasvun mallinnuksessa (ks. luku 5). Vauriosummalle saatiin kehitettyä tienpidon ohjausjärjestelmiin ennustemalli, kun tien nykykunto tunnetaan.

Edellä paksupäällysteisille AB-teille esitettyä menettelyä ilmastoperäisten vaurioiden vauriosumman vuotuiselle kasvulle voidaan soveltaa myös kevytpäällysteisille teille /2/.

Tasaisuuden muuttuminen

PMS:n rappeutumismallien tarkastuksen tuloksena on suositeltu otettavaksi käyttöön kevytpäällysteisille teille tasaisuusmalli (2.2):

$$dIRI = 0,036 + 0,0560 \cdot IRI(t), \quad (2.2)$$

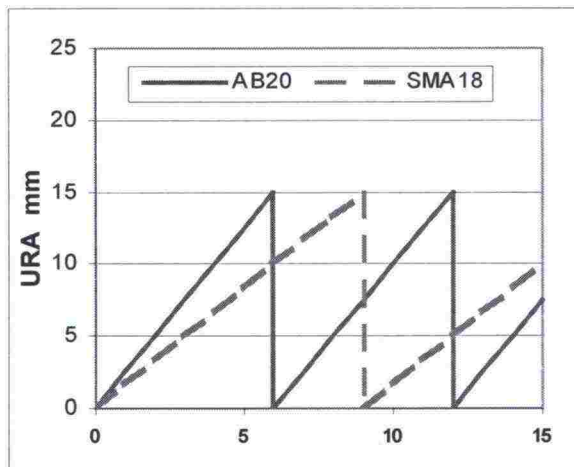
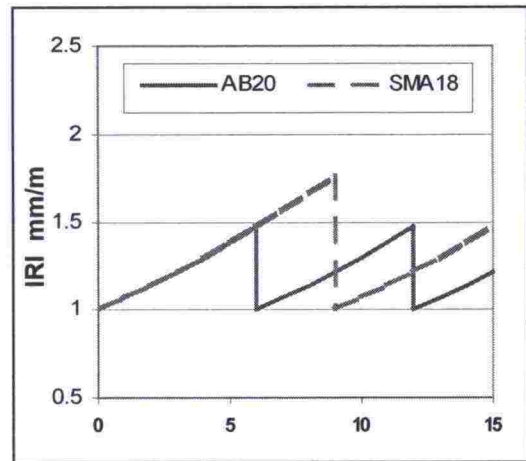
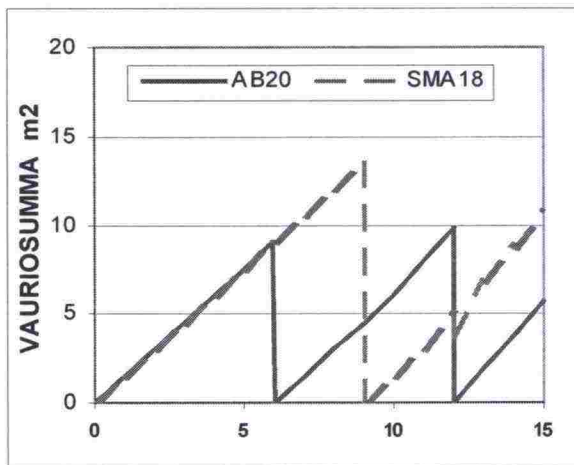
missä

dIRI on tasaisuuden muutos vuodessa
IRI(t) IRI vuonna t

Laskennassa on käytetty IRI:n alkuarvona paksupäällysteisillä AB-rakenteilla 1,0 mm/m, ohutpäällysteisillä AB-rakenteilla 1,3 mm/m ja PAB-rakenteilla 1,5 mm/m.

2.2.3 Esimerkki

Seuraavassa esimerkissä on tarkasteltu kulutuskerroksen päällystetyypin ja kiviaineksen lujuuden vaikutusta päällysteen kulumiseen ja sitä kautta vuosikustannuksiin /1/. Ensimmäisessä vaihtoehdossa on AB20 kulutuskerros, jossa käytetään lujuudeltaan II luokan kiviainesta. Toisessa rakenteessa on SMA-kulutuskerros, jossa käytetään lujuudeltaan I luokan kiviainesta, joka kuljetetaan 100 km kauempaa kuin AB-rakenteen kiviaines. Kuvassa 2.4 on esitetty tarkastelujen perusteella urautumisen, tasaisuuden ja vaurioitumisen muuttuminen 15 vuoden aikana. Kummassakin vaihtoehdossa toimenpiteen laukaisevana tekijänä on päällysteen urautuminen.



KERROS	PAKSUUS (mm)	MODUULI (MPa)
AB/SMA + ABK kerrokset	200	4000
Kantava kerros, SrM	200	240
Jakavan sora	300	160
Suodatinhiekkä	200	70
Pohjamaa, HkMr	-	100

Kunnossapitoluokan
KVL > 6000 ajon. / vrk toimenpiderajat:
 Vauriosumma, VS > 30 m²
 Urasyvyys > 15 mm
 Tasaisuus, IRI > 2,5 mm/m
 Kantavuusaste < 70%

Kuva 2.4. Esimerkkikohteen urautumisen, tasaisuuden ja vaurioitumisen muuttuminen tien iän mukana ja rakenteen lähtötiedot.

Taulukossa 2.3 on esitetty AB-rakenteen rakennuskustannukset sekä tarkastelujakson (36 vuotta) aikana arvioidut toimenpidekustannukset ja tien käyttäjien aika- ja ajoneuvokustannusten lisäys (kokonaiskustannukset).

Tulevien toimenpiteiden ja tien käyttäjien lisäkustannukset on diskontattu nykyarvoon. Tarkastelussa on käytetty 4 % laskentakorkoa.

Taulukko 2.3. Esimerkki elinkaarikustannustarkastelun tuloksista.

Toimen- pidevuosi	Toimenpidetyyppi / kustannus	Kustannus euroa	Diskonttaus- tekijä	Diskontattu kustannus €
0	Rakentaminen	328 600	1	328 600
6	Remixer Lisääajokustan.	23 570 2 030	0.790	18 630 1 600
12	Remixer Lisääajokustan.	23 570 2 030	0.625	14 720 1 270
18	Uudelleenpäällystys Lisääajokustan.	54 670 2 030	0.494	26 980 1 000
24	Remixer Lisääajokustan.	54 670 2 030	0.390	9 180 800
30	Remixer Lisääajokustan.	54 670 2 030	0.308	7 270 630
Kokonaiskustannukset tarkastelujakson aikana yhteensä diskontattuna tarkastelujakson alkuun				410 680

Rakennetyyppi ja ylläpitotoimenpiteet valitaan vuosikustannusten perusteella. Vuosikustannus mahdollistaa eri rakennetyypeille eri pituisen tarkastelujakson. Taloudellisin rakenne on vuosikustannuksiltaan pienin. Tarkastelujakson lopussa jäännösarvo on lähellä nollaa, joten sitä ei huomioida näissä laskelmissa.

AB-rakenteen vuosikustannus on

$$V = c_n * K = 0.0529 * 410\,680 \text{ euroa} = 21\,725 \text{ euroa},$$

missä

C_n = vuosikustannuskerroin

K = kaikkien kustannusten nykyarvo

SMA-rakenteen vuosikustannus on 21 550 euroa. Tämä on noin 1 % vähemmän kuin AB-rakenteen vuosikustannus.

Kokonaiskustannusten nykyarvot jakautuvat investointi- ja ylläpitotoimenpiteiden kustannuksiin sekä tienkäyttäjien lisääajokustannuksiin. AB-rakenteella ne jakautuvat seuraavasti:

Investointikustannukset	328 600 euroa	80 %
Ylläpitotoimenpiteiden kustannus	6 780 euroa	19 %
Aika- ja ajoneuvokustannusten lisäys	5 300 euroa	1 %

2.3 Elinkaariarviointi osana tie- ja maarakenteiden suunnittelua

Rakentamisessa tuotteiden ja materiaalien valintaperusteena käytetään yhä enemmän elinkaaren aikaisia ympäristövaikutuksia. Elinkaariajattelu soveltuu erinomaisesti tie- ja maarakentamiseen. Sen avulla voidaan pyrkiä kehittämään ympäristöystävällisempiä rakenteita ja rakennustekniikoita sekä valitsemaan ympäristölle edullisempia maarakennusmateriaaleja

Elinkaariarvioinnissa (LCA) määritetään materiaali- ja päästövirrrat kaikissa tarkasteltavan tuotteen tai toiminnan elinkaaren vaiheissa sekä tunnistetaan merkittävimmät haittavaikutukset ja niihin vaikuttavat tekijät /4, 5/.

Tarkasteltavat elinkaaren päävaiheet ovat:

- raaka-aineiden otto,
- tuotteen tai materiaalin valmistus,
- kuljetukset ja jakelu,
- käyttö ja kunnossapito,
- uudelleenkäyttö ja
- jätteen käsittely ja sijoitus.

Arvioinnin perusvaiheita ovat tavoitteen määrittely, inventaari eli materiaali- ja päästövirtojen laskenta, vaikutusten arviointi ja tarvittaessa parannusmahdollisuuksien arviointi. Koska arvioinnissa voidaan kaikissa vaiheissa tehdä valintoja ja oletuksia, jotka vaikuttavat tuloksiin, on tärkeää lähtöoletusten ja tulosten raportointi siten, että tiedot voidaan tarkastaa. Siksi analyysiin olisi sisällytettävä myös herkkyys- ja epävarmuusanalyysi, jonka avulla tarkistetaan, miten paljon tulokset riippuvat tehdyistä valinnoista

Tavoitteena on suunnitella ja toteuttaa mahdollisimman vähän ympäristöä kuormittava tiehanke tai yksittäinen rakenne ottaen huomioon sen koko elinkaari raaka-aineiden oston käytön aikaisiin ympäristökuormituksiin ja lopulta mahdolliseen käytöstä poistoon saakka.

Elinkaariarviointia voidaan hyödyntää esimerkiksi:

- Päätöksenteon apuvälineenä erilaisten rakenteiden tai materiaalien vertailussa.
- Omaa tuotantoa kehitettäessä parannustarpeiden arviointiin ja kustannus- ja ympäristötehokkaimpien toimintavaihtoehtojen valintaan.
- Tuotteiden markkinoinnissa, jolloin asiakkaalle voidaan toimittaa tämän omassa toiminnassaan tarvitsemat tuotteen elinkaaritiedot tai voidaan antaa vertailevia tietoja eri tuotevaihtoehtojen ympäristökuormituksista.
- Ympäristölupia haettaessa ja yhteistyössä viranomaisten kanssa, esimerkiksi vaihtoehtojen kokonaisympäristövaikutusten osoittamiseen sekä vaihtoehtojen etujen ja hyötyjen osoittamiseen.

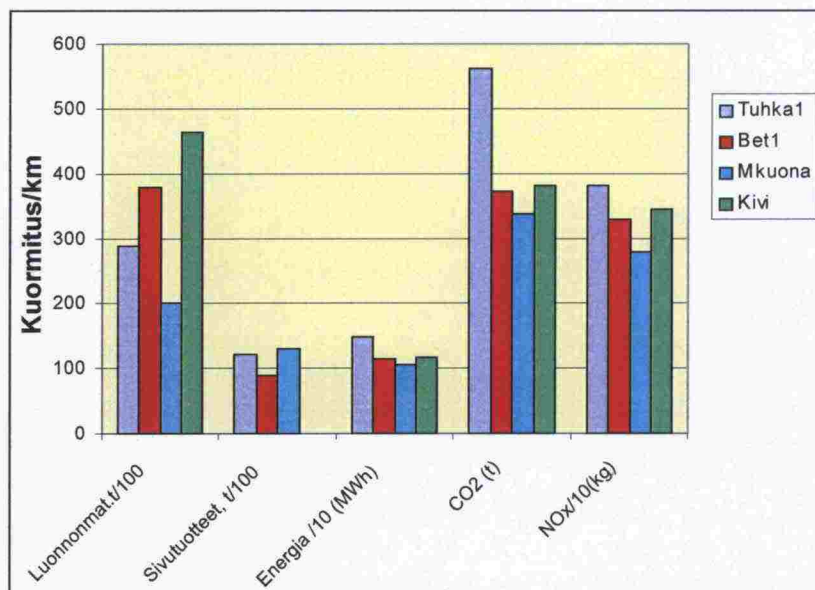
2.4 Tie- ja maarakenteiden elinkaarilaskentaohjelma, MELI

TEKES'in ympäristögeotekniikkaohjelmassa on laadittu Excel-pohjainen tien päälly- ja pohjarakenteiden elinkaarilaskentaohjelma, MELI /4,5,6/. Laskentaohjelma soveltuu helppokäyttöisyytensä vuoksi käytettäväksi osana tierakenteiden suunnittelua.

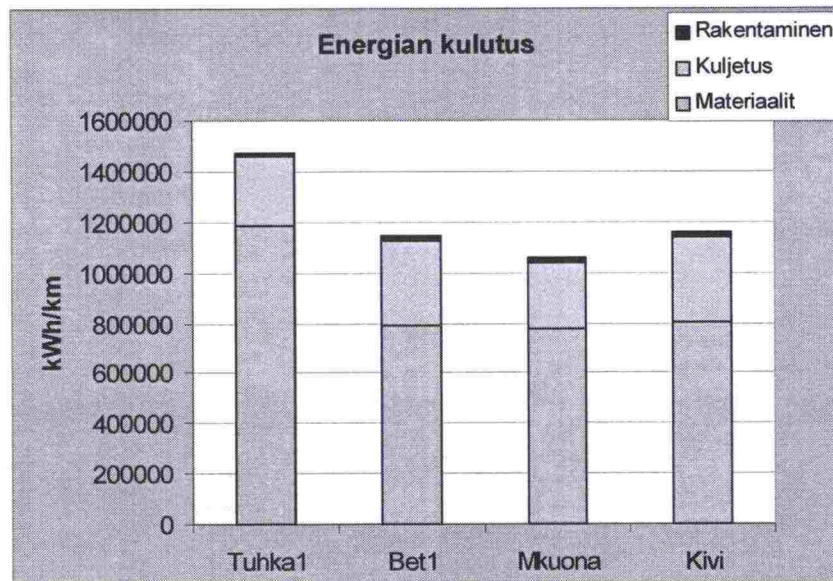
Tutkimuksessa laadittiin ensin tie- ja maarakenteiden elinkaaren aikaisten ympäristövaikutusten arviointiin ja rakennevaihtoehtojen vertailuun soveltuva menettelymalli. Menettelytapaa sovellettiin esimerkkirakenteiden ympäristökuormitusten arviointiin. Kivihiilituhkan, betonimurskeen, masuunikuonan ja luonnonmateriaalien tierakennuskäyttöä vertailtiin teknisiltä ominaisuuksiltaan samantasoisissa esimerkkirakenteissa.

Esimerkkien yhteydessä koottiin tärkeimpien rakennusmateriaalien ja työvaiheiden ympäristökuormitustiedot, jotka yhdistettiin laskentaa ja vertailua jatkossa helpottavaksi ohjelmaksi. Laskennan lähtötietoina käyttäjä syöttää ohjelmaan rakenteen mitat, käytettävät materiaalit ja materiaalien kuljetusmatkat. Lisäksi kunnostustoimenpiteiden arviointia varten syötetään kunnostustapa ja kunnostuskertojen lukumäärä. Laskentaohjelmaa käyttäen voidaan tuottaa arvioita sekä koko rakenteen että tiettyjen rakennusvaiheiden ympäristökuormituksista sellaisenaan tai pisteytettynä.

Kuvissa 2.5 ja 2.6 on vertailtu materiaalien ja energian käyttöä sekä hiilidioksid- ja typpioksidipäästöjä samaan kohteeseen suunnitelluissa kilometrin mittaisissa tierakenteissa. Kuvassa 2.6 energiankulutus on myös esitetty jaettuna päätyövaiheittain: materiaalien valmistuksen, kuljetuksen ja tierakentamisen energian kulutukseen.



Kuva 2.5. Materiaalien ja energian käyttö sekä hiilidioksidi- ja typpipäästöt vaihtoehtoisissa tierakenteissa



Kuva 2.6. Kokonaisenergian kulutus kuvan 2.5 rakenteissa päätyövaiheittain jaoteltuna

Kuvien 2.5 ja 2.6 rakennevaihtoehdot ovat:

- Tuhka1: jakavassa kerroksessa lentotuhka + 2 % sementti-seosta,
- Bet1: kantavassa ja jakavassa kerroksessa betonimursketta
- Mkuona: kantavassa ja jakavassa kerroksessa masuunikuonamursketta ja masuunihiekkaa
- Kivi: käytetty pelkkiä luonnonkiviaineksia.

2.5 Elinkaariajattelun soveltaminen käytäntöön.

Tiehallinto on kehittämässä toimintaansa niin, että suunnittelussa ja rakentamisessa tavoitellaan kokonaistaloudellisuutta sekä haitallisten ympäristövaikutusten minimointia.

Tarjousmenettelyjä kehitetään niin, että urakoitsijat kilpailevat myös tuotteidensa elinkaariominaisuuksilla. Yrittäjien odotetaan myös tuovan markkinoille vaihtoehtoisia ja ekologisesti kestäviä tuotteita.

Elinkaarikustannuslaskenta ja elinkaariarviointi on otettava perusteeeksi tehtäessä suunnittelua ja rakentamista koskevia päätöksiä. Tehty kehitystyö on luonut edellytykset suorittaa elinkaarilaskelmia ja käynnistää elinkaariosaamista edellyttäviä koeurakoita. Niiden toivotaan olevan omiaan innostamaan eri osapuolia kehittämään edelleen omaa elinkaariosaamistaan. Tärkeimpiä kehittämiskohteita elinkaarikustannusten hallinnan kannalta ovat tierakenteiden kestoikämallit ja elinkaarilaskennan työkalut.

Kirjallisuus

- /1/ Petäjä, S. & Spoof, H. Päälysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi. Menetelmäkuvaus TPPT 20. 2001
- /2/ Spoof, H. & Petäjä, S. Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit. Tiehallinnon selvityksiä 1/2002.
- /3/ BELT, E., Lämsä, V.P., Liimatta, L. & Ehrola, E. Kevytpäällysteteiden vauriomallien ja mitoitusmenetelmien kehittämisen perusteet. Tielaitoksen selvityksiä 18/ 2000
- /4/ Eskola, P. Mroueh, U-M. Juvankoski, M. Ruotoistenmäki, A. Maarakentamisen elinkaariarviointi.. VTT Tiedotteita 1962. 1999
- /5/ Laine-Ylijoki, J. Mroueh, U-M. Wellman, K. Mäkelä, E. Maarakentamisen elinkaariarviointi. Ympäristövaikutusten laskentaohjelma. VTT Tiedotteita 2014. 2000
- /6/ Mroueh, U-M. Eskola, P. Laine-Ylijoki, J. Wellman, K. Mäkelä, E.; Juvankoski, M. & Ruotoistenmäki, A. Life cycle assessment of road construction. Finnra Reports 17/2000.
- /7/ PMSPro perusasetukset. Tielaitos, Tiestötiedot. Helsinki 1999.

3 TIEN PAINUMAPROFIILIN LASKENTA

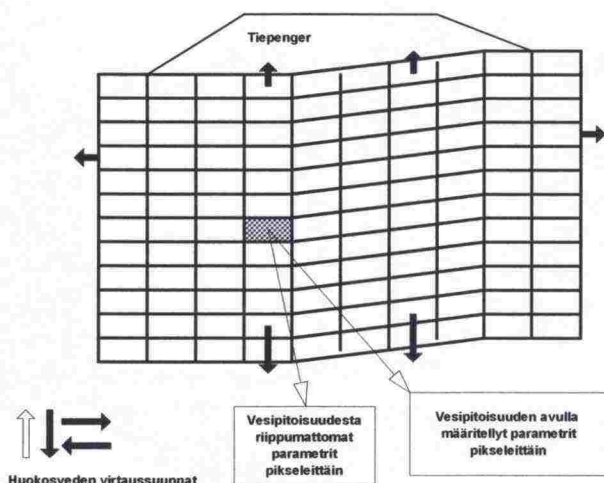
TPPT- suunnittelujärjestelmässä /2/ tienpenkereen painuman hallinta perustuu tiepenkereen odotettavissa olevista painumista muodostettavaan jatkuvaan tien pinnan painumaprofiiliin /4/. Jatkuvana lasketusta painumaprofiilista voidaan rajata painumalle ja painumaerolle asetettujen kriteerien perusteella pohjarakennustoimenpiteitä edellyttävät pehmeikköalueet, siirtymärakenteita vaativat alueet ja alueet, joilla toimenpiteitä ei tarvita.

Tien jatkuvan painumaprofiilin määrittäminen edellyttää myös pohjasuhteiden ja kuormitustietojen määrittämistä ja kuvaamista tielinjalla jatkuvana ja samoin tällaisten lähtötietojen käsittelyyn soveltuvaa painumalaskentaohjelmaa. Jatkuvan pohjasuhdekuvauksen sekä sen pohjalta saatavan jatkuvan painumaprofiilin käyttö ovatkin olennaisimmat TPPT-suunnittelujärjestelmään sisältyvät muutokset nykyisin noudatettavaan tien painuman laskentakäytäntöön nähden. Tavanomainen käytäntö on ollut, että painumat lasketaan ja tuloksetkin yleensä esitetään pistekohtaisesti.

3.1 TSARPIX-painumalaskentaohjelma

TPPT-suunnittelujärjestelmässä tien painumaprofiilin laskenta suoritetaan TSARPIX-ohjelmalla /4/. Laskentamenettely perustuu jatkuvan painuman maastomallin muodostamiseen ns. pikselimallina. Maan painumaominaisuuksia kuvaavat pikselimallin lähtötiedot saadaan pääosin sähköisen vastusluotauksen perusteella maapohjasta muodostettavan vesipitoisuustomografian avulla. TSARPIX-ohjelmaa täydentää lähtötietojen käsittelyohjelma RAIPIX (sähköisen vastusluotausten tulosten käsittely ja korjaus) sekä kuormituslähtötietojen luontiin tarkoitettu excel-pohjainen TSARPIX-data -ohjelma. Lisäksi datan käsittelyyn ja visualisointiin tarvitaan tasa-arvokäyrästä ja laskentamallin pikselihilan valmisteluun soveltuva ohjelma (esim. Surfer).

Painumaprofiilin laskemisessa käytettävä pikselimalli eroaa tavanomaisesta painuman laskentamenettelystä siten, että pikselimallissa käytettävien elementtien, pikselien, ominaisuudet poikkeavat vaak- ja pystysuunnassa toisistaan. Maastomalli muodostuu poikkileikkaustasossa (tien pituus- tai poikkisuunnassa) pienistä suorakaide-elementeistä, joissa elementtikohtaisista painumaominaisuuksista pääosa määritetään sähköisestä vastusluotauksesta muodostettavan vesipitoisuustomografian avulla ja loput vastusluotauksesta täydentävillä pohjatutkimuksilla. TSARPIX-ohjelmassa painuman laskennassa ei kuitenkaan käytetä vesipitoisuusmenetelmää, vaan maapohjan vesipitoisuustiedot muutetaan tangenttimoduulimenetelmän parametreiksi. Pikseleistä koostuvan maastomallin periaate (poikkileikkauskuva) on esitetty kuvassa 3.1.



Kuva 3.1. Pikseleistä koostuvan maastomallin periaate, tasopoikkileikkaus.

3.2 Pikselimallin muodostamisparametrit

Pikselimallin muodostamiseen kuuluvat olennaisina osina maavastusluotauksista saatujen ominaisvastusten muuntaminen vesipitoisuuksiksi sekä vesipitoisuusvarauuden muuntaminen painumaparametreiksi.

Esikonsolidaatiopaine σ_c ja muut vesipitoisuudesta riippumattomat painumaparametrit määritetään kunkin pikselin keskikohdalla erikseen. Reunaehdot laskelmia varten määritetään samoin manuaalisesti. Reunaehtotyypit ovat huokosveden ylipaine ja/tai huokosveden virtaamanopeus. TSARPIX-ohjelmassa voidaan huomioida myös maakerrosten sisäiset, vettä hyvin johtavat kerrokset.

Muut painumalaskennassa tarvittavat tiedot, esim. kuormitusreunaehdot jne. muodostetaan tavanomaisen suunnittelukäytännön mukaisesti. Näiden lähtötietojen paalulukukohtaiseen valmisteluun on erillinen valmisteluohjelma (TSARPIX-data). Tällä valmisteluohjelmalla luodaan sähköisellä luotauksella saatuja vesipitoisuustietoja vastaavat paalulukukohtaiset lähtöarvot tien kohdalla vaikuttavasta maanpinnan korkeustasosta, pohjavedenpinnan tasosta, tasausviivan korkeustasosta, kaivutasosta (leikkaustaso; oletus maanpinta) ja mahdollisen kevennyksen suuruudesta.

3.2.1 Maavastusluotaus painumalaskennan lähtötietojen hankinnassa

Sähköinen vastusluotaus on yksi ainetta rikkomattomista geofysikaalisista menetelmistä, joilla voidaan yleisesti saada tietoa maapohjan ominaisuuksien jatkuvana kuvaamiseksi [3]. Menetelmä perustuu materiaalien sähkönjohtavuuteen. Kivennäismaan sähkönjohtavuus riippuu merkittävimmin huokosveden määrästä ja sen suolapitoisuudesta. Siten esimerkiksi saven omi-

naisvastus on merkittävästi pienempi kuin karkearakeisten maakerrosten ominaisvastus. Eri maarakennekerrosten paikantamistarkkuus riippuu mm. mittauksessa käytettävästä elektrodivälistä.

Sähköisellä luotauksella on kuitenkin mahdollista, toisin kuin esimerkiksi maatutkaluotauksella, saada informaatiota myös hyvin vesipitoisten maakerrosten alapuolelta ja siten tunnistaa esimerkiksi savikerroksen alapuolisten kokoonpuristumattomien maakerrosten tai kalliopinnan sijainti, kun näiden kerrosten sähkönjohtavuuserot ovat riittävän suuria. Mahdolliset kokoonpuristuvien kerrosten sisään jäävät rajapinnat, kuten vettä johtavat kerrokset, tunnistetaan muilla pohjatutkimusmenetelmillä (esim. CPTU). Muita pohjatutkimusmenetelmiä tarvitaan myös painumalaskennassa käytettävien muiden lähtötietojen hankintaan ja painumaominaisuuksien paikkakohtaiseen tarkentamiseen.

Sähköistä luotausta sellaisenaan tai vesipitoisuuksiksi tulkittuna voidaan normaalin tutkimuskäytännön rinnalla käyttää esim. kairauspisteiden sijainnin valinnassa tai pistevälin tihentämisessä / kasvattamisessa. Ilman sähköiseen luotaukseen perustuvaa painumalaskentaakin on jatkuva maapohjan kuvaus käytännössä koettu hyödylliseksi.

3.2.2 Mittaus ja alustava tulosten käsittely

Ominaisvastusjakautuman määrittäminen perustuu sähköisen ominaisvastuksen mittaukseen Wennerin α -menetelmällä. Samaan linjaan maapinnalle, yleensä vakioetäisyydelle toisistaan, asennetuissa elektrodeissa (esim. VTT:n käyttämässä laitteistossa 52 kpl) virran syöttöä ja potentiaalieron mittausta ohjataan tietokoneella aina kahteen elektrodi pariin kerrallaan. Lähekkäisten elektrodien virran syötöllä ja mittauksella saadaan tietoa maan pintaosista, kun taas kauempana toisistaan olevien elektrodien virran syötöllä ja potentiaalieron mittauksella saadaan tietoa syvemältä maapohjasta. Mittaustavasta johtuen yhdellä levityksellä saadaan maapohjasta keilamainen vastuskuvaaja. Käytetty elektrodiväli määrää kerralla saatavan levityksen pituuden ja syvyyssulottuman sekä mittauksen resoluution. Kun useampia levityksiä suoritetaan osin limittäin, saadaan selvitettyä maapohjan ominaisvastusjakautuma koko halutulla alueella.

Sähköisellä vastusluotauksella saadaan mitattua maan sähköinen vastus tietyllä syvyydellä maanpinnasta eli mittauselektrodien tasosta. Mittaustulokset on muutettava todelliseen korkeustasoon topografiakorjauksella. Yksittäisten levitysten tulokset on myös yhdistettävä toisiinsa. Näiden toimenpiteiden yhteydessä tulee myös tarkistaa ja tarvittaessa korjata / tasoittaa mittaustuloksissa esiintyvät virheet ja poikkeamat RAIPIX-ohjelmalla.

Alustavasti tulkittuja mittaustuloksia voidaan käyttää sähköisten luotausten laajentamistarpeen arviointiin. Painumaherkkyuden tulkinta pohjautuu tällöin sähköisessä luotauksessa saatuun vastusjakautumaan /3, 4/. Karkeasti jaotellen

- vastuksen ollessa $R > 500 \Omega\text{m}$ maakerrosta voidaan pitää kokoonpuristumattomana,
- vastuksen ollessa välillä $100 \Omega\text{m} < R < 500 \Omega\text{m}$ odotettavissa oleva kerroksen kokoonpuristuminen on kohtuullista ja
- vastuksen ollessa $R < 100 \Omega\text{m}$ kokoonpuristuminen on merkittävää.

3.2.3 Vesipitoisuusmuunnos

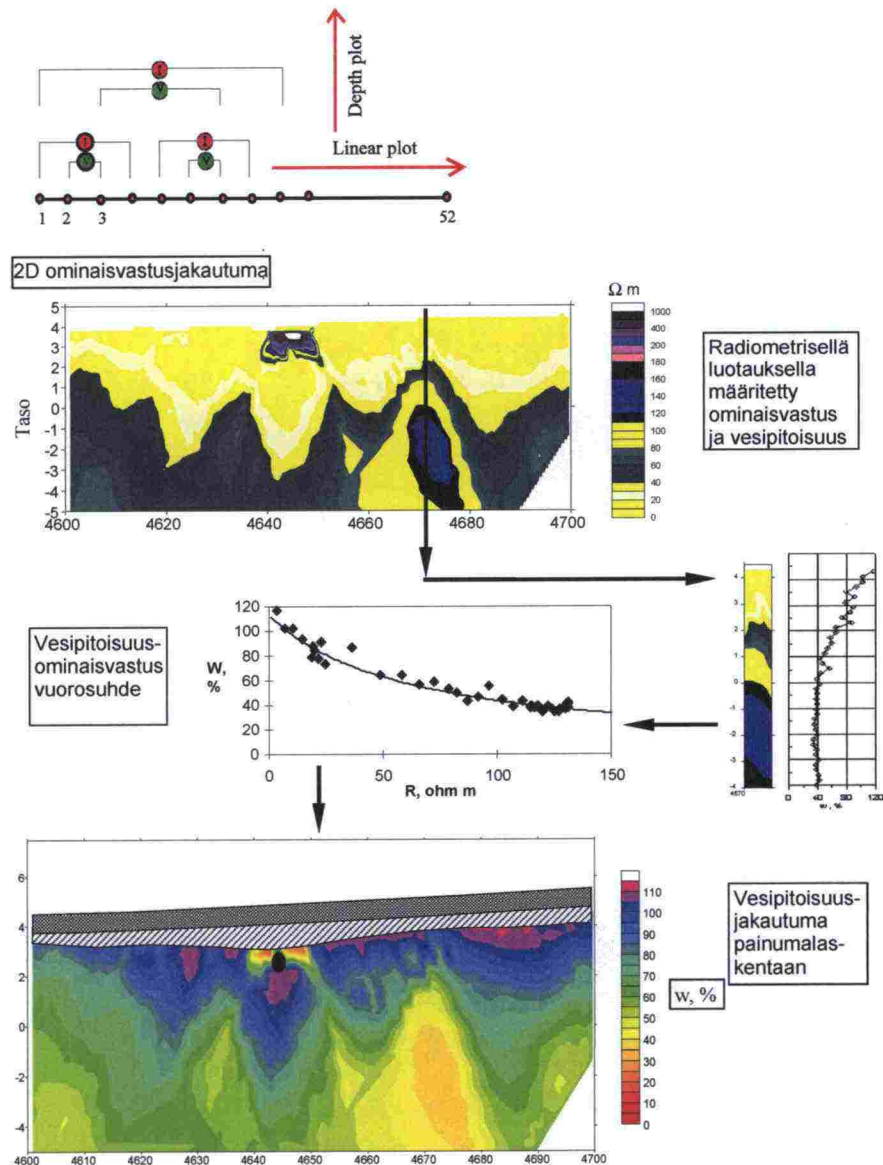
Jotta ominaisvastukset voidaan muuntaa vesipitoisuuksiksi, tarvitaan tietoa jonkin tai joidenkin sähköisellä mittauksella mitattujen erillisten tutkimuspisteiden vesipitoisuusprofiileista. Koska savikerroksen ominaisvastus riippuu vesipitoisuuden lisäksi mm. saven mineraalikoostumuksesta, tehdään vesipitoisuusmuunnos vähintäänkin savikkoallaskohtaisesti. Tarvittavien tutkimuspisteiden määrä arvioidaan alueen sedimentoitumisprosessin perusteella. Sähköisen vastusluotauksen alustavia tuloksia hyödynnetään paikka-kohtaisen vesipitoisuusmuunnoksen referenssipisteen paikan valinnassa. Referenssipisteet sijoitetaan sellaisiin kohtiin, joissa vastuksen arvo on alle $500 \Omega\text{m}$ ja joissa tulisi esiintyä kaikki alueen kokoonpuristuvat maakerrokset. Ainakin pehmeimmistä kerroksista tulee aina saada mittaustulos.

Vesipitoisuus määritetään pistekohtaisesti joko radiometrisin gamma- ja neutronimittauksin tai jatkuvan näytteenoton näytteistä. Ominaisvastus määritetään muunnokseen joko sähköisen vastusluotauksen tulostuksesta, erillisestä sähköisestä pisteluotauksesta tai häiriintymättömän näytteen ominaisvastusmittauksella. Radiometriseen mittaukseen perustuva menettelytapa on suositeltavampi, koska sen avulla voidaan määrittää vesipitoisuusprofiili lähes jatkuvana ja samalla maakerroksista saadaan muutakin suunnittelussa tarvittavaa tietoa.

Paikkakohtainen ominaisvastus-vesipitoisuus -vuorosuhde muodostetaan määrittämällä näin syntyville pistepareille sovituskäyrä. RAIPIX-ohjelmalla sovitusta voidaan tehdä käyttäen hyväksi kaikkia eri vesipitoisuusmääritysten arvoja. Paikkakohtaisen ominaisvastus-vesipitoisuus -vuorosuhteen avulla jatkuva ominaisvastusjakautuma voidaan nyt muuttaa jatkuvaksi vesipitoisuusjakautumaksi. Kaaviokuva sähköisen vastusjakautuman muuttamisesta vesipitoisuudeksi on esitetty kuvassa 3.2.

3.2.4 Mittausdatan jatkokäsittely

RAIPIX-ohjelmalla muodostetaan pikselimallin sopiva/haluttu laskentaverkko /4/. Painumalaskentaa varten lähtötiedot on esim. myöhemmin tässä luvussa esitetyssä esimerkissä muokattu pikselikokoon $1 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ (vaaka \times pysty). Muutkin pikselikoot ovat mahdollisia. Syvyys suunnassa niiden käyttö saattaa olla perusteltua etenkin ohuilla kerrospaksuuksilla ja pituussuunnassa esim. tien tasaisuutta kuvaavien arvojen laskemista varten. Jatkokäsittelyvaiheeseenkin suoritetaan vielä lähtötietojen käsittelyä: generoitavia arvoja mm. painotetaan vaakasuunnassa maan kerroksaisen rakenteen huomioimiseksi. Painuman laskennassa käytettävien pikselikohtaisten ominaisvastusarvojen generointiin karkeammasta mitattujen ominaisvastusarvojen pikseliverkosta on käytetty Surfer -ohjelmaa.



Kuva 3.2. Sähköiseen vastusluotaukseen perustuvan vesipitoisuusjakautuman muodostaminen painumaprofiilin laskentaa varten.

3.3 Painumaprofiilin laskenta

Tien painumaprofiilin laskenta ja lähtötietojen hankinta muodostavat yhdessä iteratiivisen prosessin. Vesipitoisuusarvot muunnetaan joko yleisten vuorosuhteiden tai ödometrikokeisiin pohjautuvien paikkakohtaisten muunnosten avulla pikselien keskipisteissä vesipitoisuudesta riippuviksi painumaparametreiksi γ , e_0 , C_c ja k sekä edelleen TSARPIX -ohjelmassa käytettäviksi tangenttimoduulimenetelmän parametreiksi m_1 , β_1 (normaalikonsolidoituneella alueella) ja konsolidaatiokertoimeksi c_v (normaalikonsolidoituneella

alueella). Ylikonsolidoituneen osan vastaavat parametrit ohjelma määrittää sisään syötetyistä oletusarvoista.

Alustavassa painumalaskennassa vesipitoisuustomografian tietoihin voidaan soveltaa homogeenisille materiaaleille määritettyjä yleisiä vuorosuhteita (C_c - w , k - w , c_v - w), ja luoda kohteesta maastomallin 1. versio. Maastomallin 1. version pohjalta tehtävä alustava painumalaskenta suoritetaan pohjamaan painumaherkkyyden (painumapotentialin laskenta) toteamiseksi ja jatkotutkimusten sijoittamisen ohjaamiseksi ilman kaikkia painuman suuruuteen oleellisesti vaikuttavia tietoja.

Tarkempaan aika-painuman laskentaan tarvitaan tieto maakerrosten konsolidaatiotilasta (OCR tai σ_c) ja ajassa tapahtuvaa painumista säätelevästä maakerrosten konsolidaatiokertoimesta (c_v) tai vedenläpäisevyydestä (k). Nämä tiedot, samoin kuin tiedot vettäjohtavien kerrosten sijainnista, hankitaan alustavan painumalaskelman tuloksien perusteella tehdyillä lisäpohjatutkimuksilla ja laboratoriokokeilla. Täydentävinä pohjatutkimuksina suoritetaan CPTU-kairauksia, näytteenottoa, siipikairauksia ja vettä läpäisevien kerrosten paikantaminen. Ödometrikokeiden tulosten perusteella korjataan alustavassa painumalaskelmassa käytetty yleinen vesipitoisuus-kokoonpuristuvuusindeksi -vuorosuhde paikkakohtaisesti oikeaksi.

Täydentävissä pohjatutkimuksissa saatujen tietojen perusteella luodaan maastomallista 2. versio. Tällä maastomallilla lasketaan painumat ajan ja paikan funktiona. Painuman tyypilliset laskenta-ajankohdat ovat 1, 5, 10, 15, 20 ja 30 vuotta.

3.4 Pohjarakenteen valinta painumaprofiilin avulla

Sähköiseen vastusluotaukseen perustuva tien painumaprofiilin laskenta suoritetaan tielinjalta valituille painuman kannalta kriittisille osuuksille. Niille alueille, joiden sallitut painuma- ja tasaisuusarvot käyttöaikana (mitoitusikä 30 vuotta) ylittyvät, suoritetaan pohjarakenteen valinta /2/. Pohjarakenteilla painumat rajoitetaan hyväksyttävälle tasolle. Painumaeroista johtuva epätasaisuus saattaa joissakin tapauksissa olla merkittävä jo ennen 30 vuoden ikää. Eri ajankohtina lasketuista painumista voidaan tarvittaessa määrittää tasaisuutta kuvaavat arvot ja niistä voidaan myös määrittää painuman vaikutukset tien elinkaareen jo aikaisemmissakin vaiheissa.

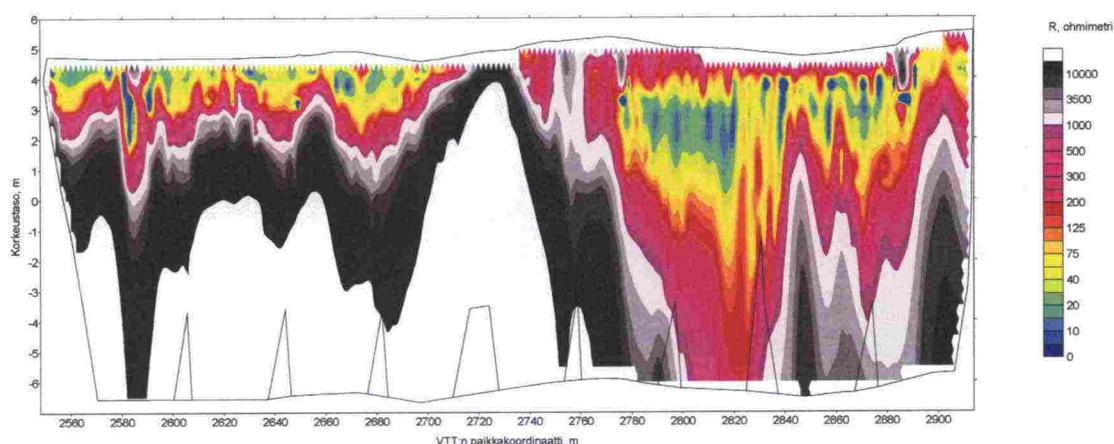
Kohteen sallitut kokonaispainumat käyttöaikana (perusarvo 30 vuotta) ylittävillä alueilla valitaan soveltuvat pohjarakenteet. Alle 200 mm suuruiset painumat on yleensä mahdollista tarvittaessa hoitaa siirtymärakenteilla. Siirtymärakenteet sijoitetaan paikkoihin, joissa kaltevuuden muutokset ilman siirtymärakenteita muodostuisivat liian suureksi. Siirtymärakenteiden tarve arvioidaan tien ajonopeuteen perustuen TPPT-suunnittelujärjestelmässä esitettyjen periaatteiden ja kriteerien mukaisesti /2/.

3.5 Esimerkki

Esimerkkikohteena on Vt 7 Hamina - Virolahti -tie, jossa oli suoritettu vuosina 1998-99 laajat kenttämittaukset sekä tehty tutkimukset tien rakenteellisen tilan selvittämiseksi. Kenttätutkimuksina oli suoritettu mm. sähköiset vastusmittaukset ja radiometrisiä luotauksia neljässä kohteessa (á noin 500 m). Näistä yksi kohde (kohde 2) valittiin painumalaskennan koekohteeksi. Ko. tie on rakennettu 1960-luvulla. Tutkimuksen tulokset on esitetty viitteessä /1/.

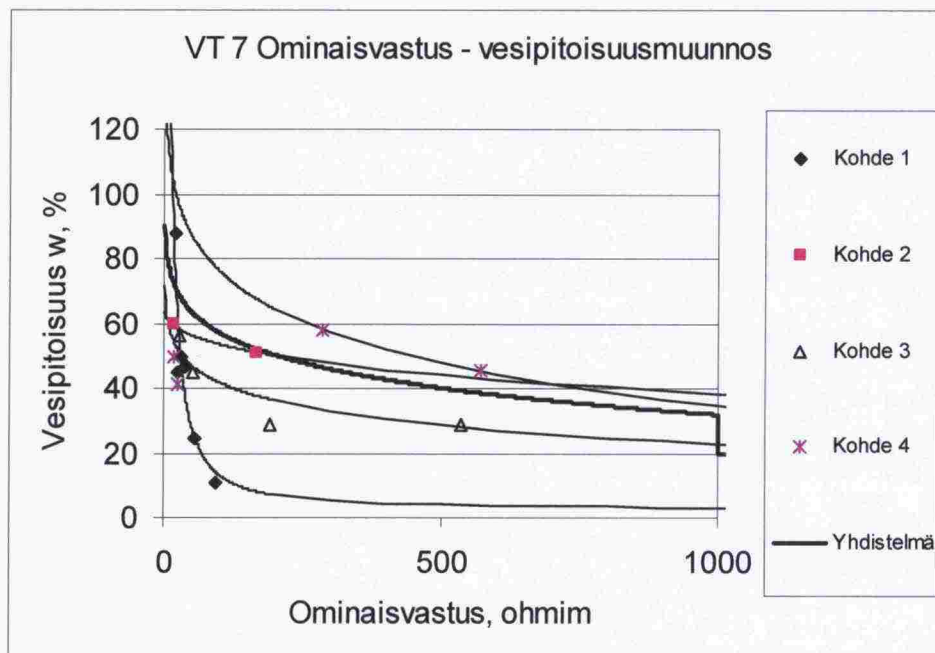
Maavastusluotauksen tulokset ja vesipitoisuusjakautuma

Painumalaskentaan valitun kohteen pituus on noin 400 m. Kohteessa vuonna 1999 suoritettujen vastusluotauksen tulokset eri mittausosuudet RAIPIX-ohjelmalla topografiakorjattuna, yhdistettynä ja yhdistämiskorjattuna on esitetty kuvassa 3.3. Suurimmat vastuksen arvot (eivät vaikuta painumaan) on kuvasta poistettu (valkoinen väri).



Kuva 3.3. Vt 7. Kohteen 2 sähköisen vastusluotauksen korjatut tulokset.

Vastuksen vesipitoisuusmuunnokseen tarvittava riippuvuussuhde muodostettiin tarkastelemalla kaikista neljästä osakohteesta peräisin olevia vuorosuhteita. Osakohteiden vuorosuhteet on esitetty kuvassa 3.4. Kuvasta 3.4 voidaan havaita, että kohteessa 1 vuorosuhde poikkeaa selvästi muista kohteista. Lopullinen vastus-vesipitoisuus -vuorosuhde muodostettiin näin vain kohteiden 2, 3 ja 4 havaintojen pohjalta. Tämä vuorosuhde on esitetty kuvassa vahvennetulla viivalla.



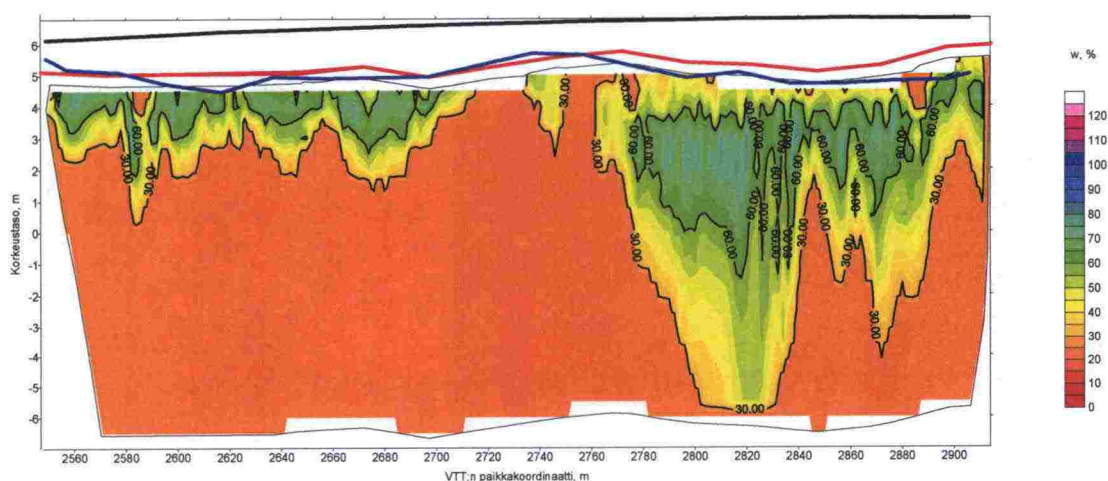
Kuva 3.4. Vt 7. Neljän painumakohteen ominaisvastus-vesipitoisuus -vuorosuhteet sekä näiden perusteella (ks. teksti) määritetty, vesipitoisuusmuunnoksessa käytetty funktio (yhdistelmä).

Vesipitoisuusmuunnoksessa käytetyn funktion kaava on

$$w = -206.831 + [3476.955 / (10.71804 + R^{0.19522})]$$

Vastusarvojen ollessa $R > 1000 \Omega m$ vesipitoisuusmuutosta tehtäessä vesipitoisuudeksi annettiin $w = 20 \%$.

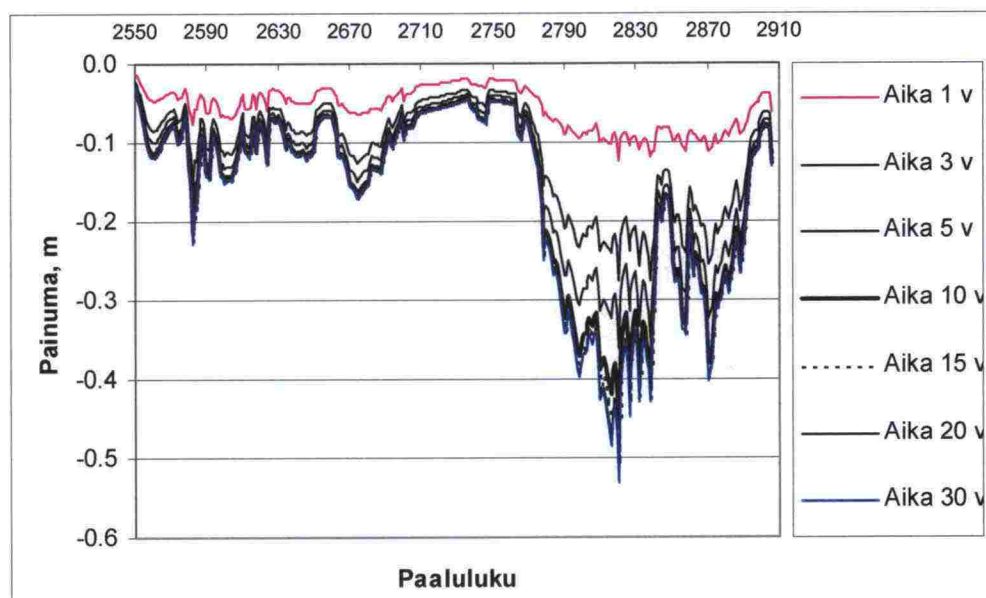
Em. muunnoskaavalla vastusjakautumasta saatu vesipitoisuusjakautuma on esitetty kuvassa 3.5. Kuva on luotu Surfer-ohjelmalla viitteessä /3/ esitettyjä periaatteita noudattaen. Kuvassa on esitetty myös painumalaskennan lähtötietoina tarvittavien tasausviivan ja maanpinnan sijoittuminen mittaustuloksiin. Pohjavedenpintaa ei kuvassa ole esitetty. Laskelmissa käytetty pohjaveden pinnan taso oli -1.0 m maanpinnasta.



Kuva 3.5. Vt 7. Kohteen 2 vesipitoisuusjakautuma, suunniteltu tasausviivan korkeus (musta viiva) ja maanpinnan mittauslinjan (punainen viiva) ja tien kohdalla (sininen viiva).

TSARPIX-ohjelmalla laskettu painumaprofiili

Kohteen kuormitustiedot muodostettiin TSARPIX-data -ohjelmaa käyttäen 1.0 metrin välein annettaviksi ja tätä laskentaväliä käytettiin myös painuman laskennassa. TSARPIX-ohjelmalla saatu painumaprofiili on esitetty kuvassa 3.6. Painumat laskettiin 30 vuoteen saakka. Kuvasta voidaan havaita, että painumat tapahtuvat käytännön kannalta lähes kokonaan 10 ensimmäisen vuoden aikana.

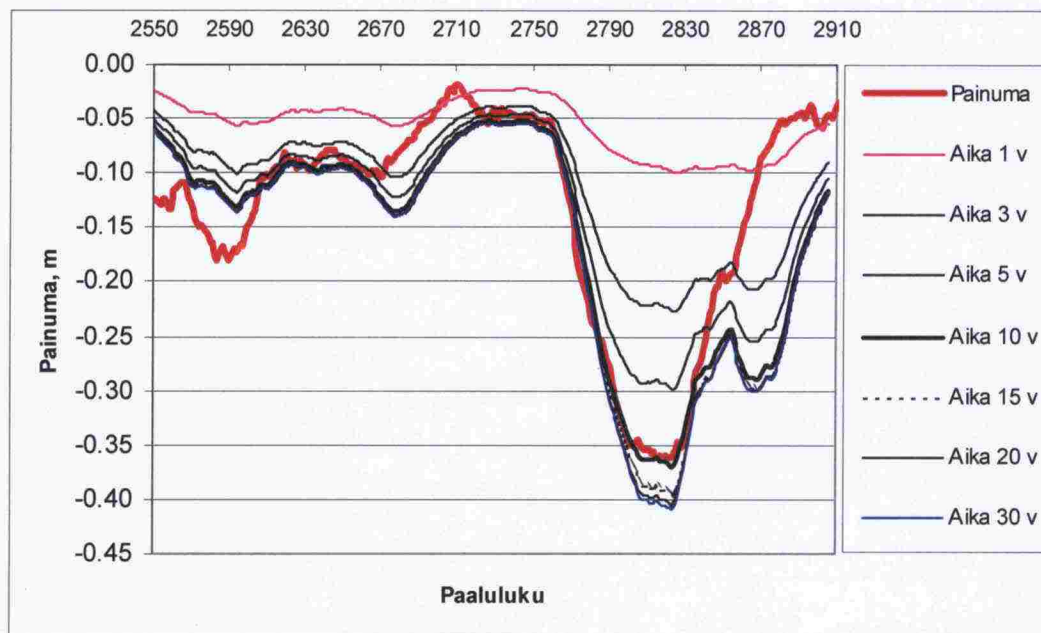


Kuva 3.6. Vt 7. Kohteen 2 TSARPIX-ohjelmalla 1.0 m välein eri ajankohtina lasketut painumat.

Laskettujen ja havaittujen painumien vertailu

Laskettujen ja havaittujen painumien vertailemiseksi TSARPIX-ohjelmalla 1.0 metrin välein lasketuille painumille määritettiin 30 m liukuva keskiarvo. Noin 40 vuotta vanhan kohteen "havaitun painuman" määrittämiseksi oli huomioitava mm. korkeusjärjestelmissä tapahtuneet muunnokset, maan ko-
hoamisesta ja tien päällystämistä johtuvat korjaukset (arvioitu) sekä koor-
dinaatisto-ongelmista johtuvat vaihesiirrot. Näillä toimenpiteillä korjattu koh-
teen painumaprofiili on esitetty kuvassa 3.7 yhdessä TSARPIX-ohjelmalla
laskettujen tasoitetun painumaprofiilin kanssa.

Kuvasta 3.7 on havaittavissa, että mittausten perusteella saatu painumapro-
fiili vastaa melko hyvin laskettua painumaprofiilia. Suurimmat poikkeamat
ovat havaittavissa tarkastelujakson alkupäässä, plv. 2550...2600, sekä plv.
2660...2720 ja 2840...2900. Jakson alkupäässä oleva poikkeama painumas-
sa, todellisen painuman ollessa suurempi kuin laskettu painuma, on vai-
keasti selitettävissä. Kaksi jälkimmäistä poikkeamakohtaa ovat sijaan seli-
tettävissä laskettua painumaviivaa noudattavan muotonsa ja paksuutensa
puolesta tiellä suoritetuilla korjaustoimenpiteillä.



Kuva 3.7. Vt 7. Kohteen 2 painuma ja TSARPIX-ohjelmalla lasketut 30 m:n liukuvalla keskiarvolla tasoitetut painumat.

Kirjallisuus

- /1/ Ruotoistenmäki, A., Petäjä, S., Spoof, H. & Törnqvist, J. Vt 7 Hamina - Virolahti (tieosat 36-39), Kestoiän arviointi, vaihe 1, VTT Yhdyskuntateknikka, Tutkimusraportti 507, Espoo 1999.
- /2/ Tamminenne, M. Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus. TPPT- suunnittelujärjestelmän kuvaus. Tielaitoksen selvityksiä 7/2002.

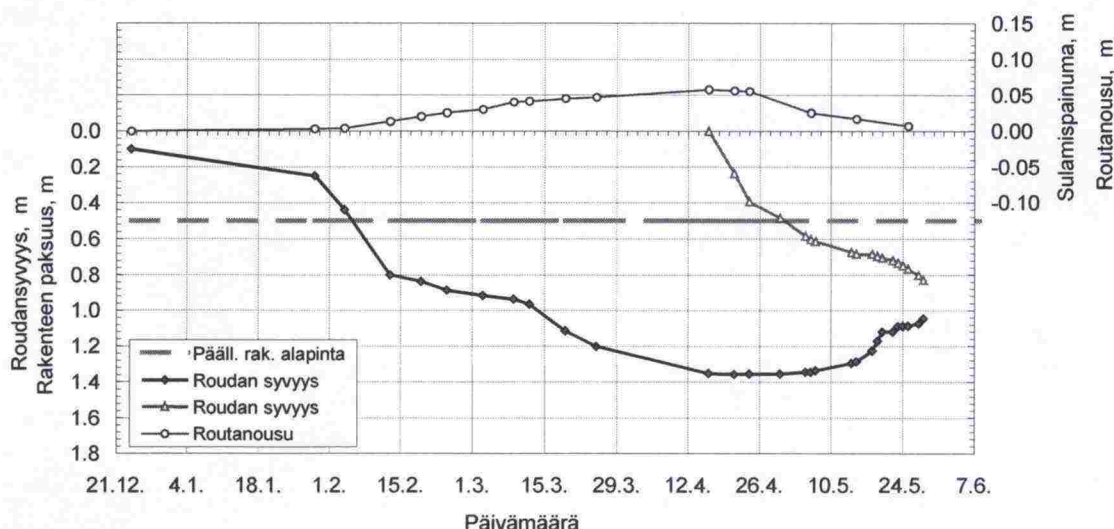
- /3/ Törnqvist, J., Laaksonen, R., Juvankoski, M. Sähköinen vastusluotaus tien painumalaskennan lähtötietojen hankkimisessa. Menetelmäkuvaus TPPT 9, 2001.
- /4/ Törnqvist, J., Laaksonen, R., Juvankoski, M., Vepsäläinen, P., Lojander, M., Takala, J. Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pikselimallilla. Menetelmäkuvaus TPPT 19, 2001.

4 ROUTARAKENTEET JA ROUTAMITOITUS

Routivilla mailla pohjamaan routiminen aiheuttaa päällysrakenteen pinnassa näkyvää tasaista tai epätasaista routanousua. Roudan sulaessa tienpinta palautuu yleensä entiselle tasolle. Rakenteiden routanousumitoituksella ja tarvittaessa routasuojauksella estetään haitalliset routanousut ja vauriot tien pinnassa.

Sulamispehmeneminen vaikuttaa rakenteen kestävyyskykyyn ensisijaisesti alentuneen pohjamaan kuormituskestävyyden kautta. Sulamisvaiheessa myös sitomattoman rakenteen yläosa löyhtyy, kun rakenne sulaa pääasiallisesti ylhäältä päin ja routanousu palautuu vasta aivan sulamisen lopulla. Rakenteiden materiaalivalinnoilla ja hyvällä rakenteiden ja tien kuivatuksella pehmenemisen haittavaikutukset voidaan poistaa.

Sulamisen alkaa tien pinnasta ja etenee verrannollisesti lämpöastesumman kertymään (kuva 4.1). Sulamisen johdosta pehmenneiden maakerrosten jälkipainuma-aika (tiivistyminen) on roudan sulamisen jälkeen pohjamaan roudan syvyydestä riippuen 2-4 viikkoa. Kantavuuden palautuminen kesäkantaan kestää rakennekerrosten hitaasta kuivumisesta johtuen yleensä 4-6 viikkoa. Sulamisen alku, sulamissyvyyden paikallinen kehitys ja sulamisen päättyminen (kelirikkokauden alku ja pituus) voidaan määrittää tien pinnan lämpöastesumman perusteella ottaen huomioon paikallinen, talven pakkasmäärää vastaava roudan syvyys.



Kuva 4.1. Esimerkki routasyvyyden ja roudan sulamisen ajallisesta kehityksestä /3/.

4.1 Routarakenteiden käyttö ja kehittäminen

Roudan haittavaikutukset tien liikennöinnille ja tien routavauriot on perinteisesti pyritty estämään ensisijaisesti rakentamalla ns. routimattomista materiaaleista paksut sitomattomat rakennekerrokset ja lisäämällä varmuutta tarvittaessa routasuojauksella. Rakenteiden "mitoitus" on ollut pääasiassa materiaalien ja kerroksen kokemusperäiseen paksuuden valintaan perustuvaa.

TPPT-suunnittelujärjestelmän mukaisessa roudan haittavaikutusten hallinnassa lähdetään siitä, että tierakenteiden mitoituskriteerinä on pinnan sallittu routanousu ja mitoitus perustuu paikallisiin olosuhteisiin. Mitoituksessa otetaan huomioon mm. käytettävien materiaalien lämpötekniset ominaisuudet, joiden perusteella rakennekerroksen paksuus määräytyy. Tämä laajentaa mahdollisuuksia käyttää erilaisia aiemmin vähemmän käytettyjä materiaaleja tien rakennekerroksissa.

TPPT-ohjelmaan liittyvissä koerakennuskohteissa /1/ on tutkittu mm. seuraavia routarakennerratkaisuja ja routasuojaukseen soveltuviksi arvioituja materiaaleja

- Turve routaeristeenä
- Alusrakenteen stabilointi ja homogenisointi
- Raudoiteverkko päällysteessä
- Massanvaihto
- Masuunihiekka-/kuonarakenne
- Teräsprofiili ja geoprofiili

Koerakennuskohteet ovat olleet routavaurioiden takia (halkeamia ja epätaisaisuutta, kantavuuspuutteita) korjaustarpeessa olevia alemman luokan teitä, joilla on kuitenkin merkittävästi myös raskasta liikennettä. Koerakenteiden rinnalle tehtiin kohteissa myös perinteinen yleisessä käytössä oleva (vertailu)rakenne. Eräissä kohteissa kehitettiin myös työmenetelmiä. Koerakenteiden taloudellisuutta suhteessa perinteisiin ratkaisuihin ei ole tarkasteltu, koska koerakennushankkeista on erittäin vaikeaa saada vertailukelpoista kustannustietoa. Seuraavassa on lyhyesti kuvattu eräitä em. luettelon kolmeen ensimmäiseen ryhmään kuuluvia koerakennuskohteita ja niistä saatuja tuloksia.

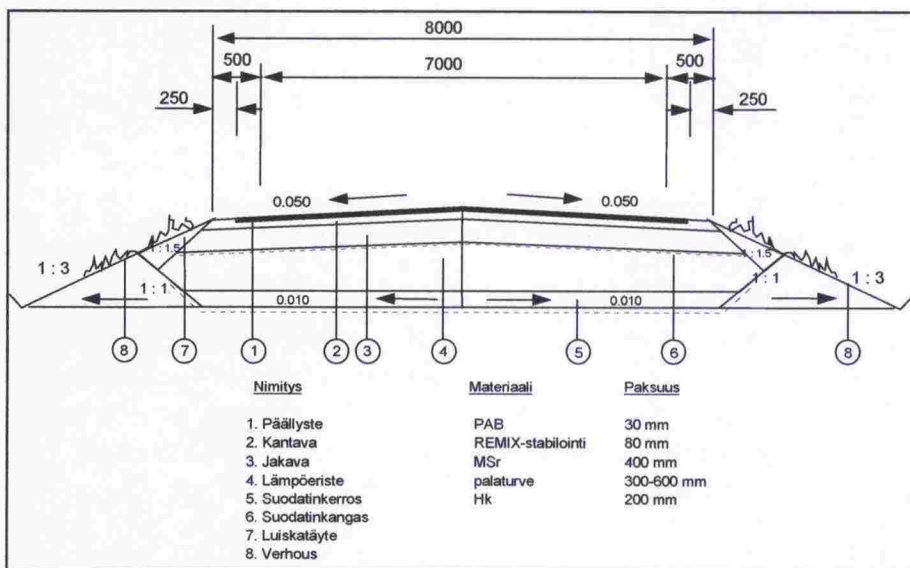
Koerakennuskohteiden toimintaa on TPPT:ssä seurattu pisimmillään 6 vuotta. Seurantatalvien pakkasmäärät vaihtelivat keskimäärin kerran 10 vuodessa toistuvasta leudosta talvesta hieman keskimääräistä kylmempään talveen.

4.1.1 Palaturverakenteet

Palaturverakenteiden toiminnallisena tavoitteena oli saavuttaa riittävä routakestävyys estämällä alusrakenteen routivan kerroksen jäätyminen, haitallinen routiminen ja sulamisvaiheen lujuuden aleneminen. Palaturvekerroksen paksuudella oli tarkoitus hallita routanousujen suuruus ja sulamisvaiheen kantavuus.

Useimmissa kohteissa palaturvekerros rakennettiin pituus suunnassa kiilamaiseksi, koska koeosuudella haluttiin seurata palaturve-eristeen paksuuden vaikutusta routavaurioihin ja routanousun suuruuteen. Pohjamaa kaikissa kohteissa oli routivaa, joko moreenia, silttiä tai siltistä hiekkaa. Palaturvekerroksen alapuolelle jäi vanhan tierakenteen rakennekerroksia.

Esim. Ranuan kohteessa /8/ palaturvekerroksen paksuus oli ohuimmillaan 300 mm ja paksuimmillaan 600 mm. Ranualla mitoituspakkasmäärät ovat noin $F_{10} = 42\ 000\ \text{Kh}$. Palaturverakenteen molempiin päihin rakennettiin siirtymäkiila haitallisten routanousuerojen tasaamiseksi. Palaturverakenne tehtiin ns. maalaatikkona siten, että palaturvekerroksen alapuolella oli 200 mm suodatinhiekkaa, jonka tarkoituksena oli estää veden kapillaarinen nousu pohjamaasta sekä toimia salaoituskerroksena. Palaturvekerroksen yläpintaan ja suodatinhiekkakerroksen alapintaan asennettiin suodatinkangas estämään kerrosten sekoittuminen. Kantavana kerroksena oli Remix-stabilointi paksuudeltaan 80 mm ja jakavana kerroksena oli murske, paksuus 400 mm. Päälysteeksi rakenteeseen tuli 30 mm PAB (kuva 4.2).



Kuva 4.2. Ranuan koerakennuskohteen palaturverakenne, tyyppipoikkileikkaus.

Pitkäaikaisista havainnoista on saatu mm. seuraavia tuloksia:

- Kuuden vuoden aikana tilavuusvesipitoisuus kasvoi yleensä merkittävästi. Suurimmillaan sulan tilan tilavuusvesipitoisuus oli seurannan lopussa välillä 44.7 – 72.5 til.-%, kun se heti rakentamisen jälkeen vaihteli välillä 13.7 – 31.2 til.-%.
- Palaturverakenteiden lämmönjohtavuudet kasvoivat seurantamittausten aikana selvästi (arvoon 0.40 – 1.19 W/Km), mutta eivät saavuttaneet mitoituksessa arvioituja käyttötilan arvoja (lämmönjohtavuus sulana 0.6 W/Km ja jäätyneenä 1.2 W/Km). Ensimmäisen seurantatalven alussa palaturpeen jäätyneen tilan lämmönjohtavuudet vaihtelivat välillä 0.18 – 0.24 W/Km. Lämmönjohtavuuden kasvu havaittiin myös roudan tunkeutumisessa.

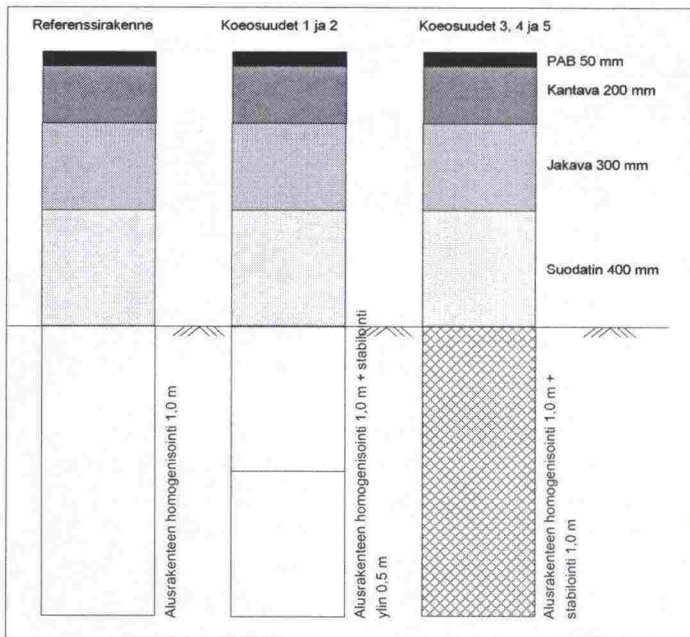
- Etenkin paksuissa palaturvekerroksissa havaittiin rakentamisen jälkeen kokoonpuristumista. Kohteisiin suunnitellut tienpinnan sivukaltevuudet säilyivät kuitenkin suhteellisen hyvin.
- Palaturvetta käytettäessä sitomattomien kerrosten yhteispaksuuden tulisi olla selvästi suurempi kuin koerakenteissa oli käytetty. Tien päältä mitatut kantavuudet olivat alhaisia. Koska palaturpeen ja sen päällä olevien sitomattomien kerrosten jäykkyysmoduulit olivat alhaisia, niin palaturpeeseen kohdistuvat kriittiset rasitukset olivat suuria ja sitä kautta tien kuormituskestävyys oli vähäinen.

Palaturpeen käyttökelpoisuudesta routasuojausmateriaalina voidaan todeta mm. seuraavaa:

- Koska palaturve rakenteena on suhteellisen runsaasti kokoonpuristuvaa, palaturverakenne soveltuu sellaisille teille, joilla ei ole raskasta liikennettä. Lisäksi palaturpeen käyttö tulee kysymykseen lähinnä vain siellä, missä materiaalia on taloudellisesti saatavissa.
- Mitoitus perustuu ensisijaisesti käytännön kokemukseen. Rakenne vaatii paksun jakavan ja kantavan kerroksen. Näiden kerrosten paksuus riippuu ennen kaikkea sidotun päällysrakenteen paksuudesta ja jäykkyyydestä sekä itse palaturvekerroksen paksuudesta /12/.
- Palaturve on kuivatettava niin, että se pysyy kuivana kaikkina vuoden aikoina.

4.1.2 Routivien rakennekerrosten ja pohjamaan käsittely

Alusrakenteen homogenisointia ja stabilointia kokeiltiin koerakenteissa (Kiu-ruvesi, /5/), jossa tien päällysrakennekerrokset uusittiin ja moreenialusrakenne homogenisoitiin sekä alusrakenteen pintakerros stabiloitiin eri sementtimäärillä (kuva 4.3). Vanhat tien rakennekerrokset poistettiin (koko tie tai ajokaista kerrallaan) ja sen jälkeen vanha alusrakenne ja pohjamaa harattiin kaivinkoneen kauhalla kivien poistamiseksi paksuimmillaan noin 2 m syvyyteen tien tulevasta tasausviivasta (routimaton syvyys). Sekoitus tapahtui kaivaen ja täyttäen. Ennalta määritetty sideainemäärä levitettiin haratun ja sekoitetun kerroksen pinnalle ja sekoitettiin harattuun kerrokseen joko 0.5 m tai 1.0 m kerrospaksuudelta kaivinkoneen tavallisella tai erikoisrakenteisella kauhalla. Sekoitettu kerros tiivistettiin raskaalla tärpylevyllä.

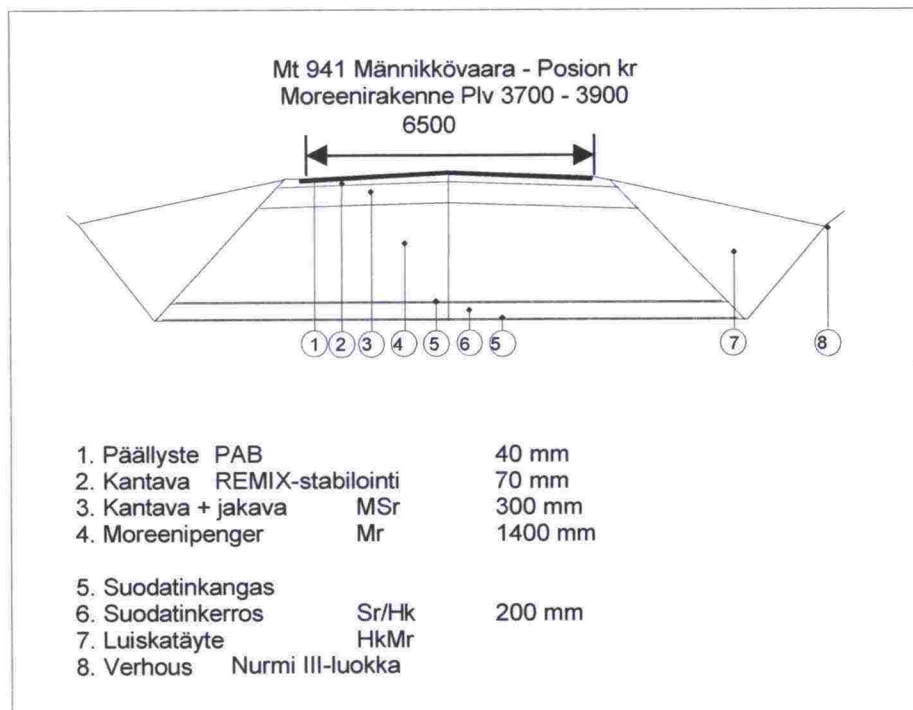


Kuva 4.3. Rakennekerrokset ja toimenpiteet alusrakenteen homogenisointikohteissa, Kiuruvesi ($F_{10} = 43\,000\text{ Kh}$).

Toisessa kohteessa (Salahmi, /6/) alusrakenteena olevaa moreenia homogenisoitiin ja stabiloitiin Finnstabi + kalkkiseoksella. Työkohteen kohdalle rakennettiin kiertotie, joten koko vanha tie voitiin käsitellä yhtenä työmaana. Stabiloidun kerroksen paksuudet olivat 0.5 – 0.6 – 0.7 m ja tavoitettiin 90 % ja 95 %. Työtekniikka oli sama kuin Kiuruveden kohteessa kuitenkin sillä erotuksella, että sideaineen sekoitus alusrakenteeseen tehtiin "Maa-myyrä" rumpusekoittajalla. Sekoituksen jälkeen kerros tiivistettiin tärjyvällä. Koerakenteiden vertailuosuus rakennettiin siten, että pohjamaa homogenisoitiin 2 metrin syvyydelle tien tasausviivasta ja uusien päällysrakennekerrosten paksuus oli 950 mm.

Männikkövaaran koerakenteessa /9/ tavoitteena oli saada aikaan riittävä tien routakestävyys ja hallita routanousueroja tehostamalla moreenirakenteen kuivatusta salaojittavalla sorakerroksella moreenirakenteen alla. Moreenirakenteen tehostetulla kuivatuksella voidaan vähentää myös sulamispehmenemisen voimakkuutta ja lyhentää sen kestoa. Mitoittava pakkasmäärä (F_{10}) kohteessa on 51 000 Kh.

Moreenirakenteessa vanha tien päällysrakenne ja pohjamaa (kohtalaisen tasalaatuista hiekkamoreenia) sekoitettiin kaivaen keskenään noin 2 metrin syvyydelle tien tasausviivasta. Päällysrakenteen ja moreenin seosmoreeni oli rakeisuudeltaan hiekkamoreenia. Seosmoreenista tehtiin tiepenger sala-ajituskerroksena toimivan ja kapillaarisen nousun katkaisevan sorakerroksen päälle. Moreenirakenteen rakenneosat olivat pinnasta lukien: PAB 40 mm, Remix-stabilointi 70 mm, kantava + jakava 300 mm, moreenipenger 1400 mm, suodatinkangas, sora 200 mm ja suodatinkangas (kuva 4.4).



Kuva 4.4. Seosmoreenirakenteen poikkileikkauskuva.

Pitkäaikaisista havainnoista on saatu mm. seuraavia tuloksia:

- Routanousu vanhan rakenteen maksimiroutanousuun (200-250 mm) verrattuna pieneni pohjamaan homogenisoinnilla ja rakennekerrosten uusimisella (vertailurakenne) noin 35 %. Routanousut viiden seurantalven aikana kasvoivat ensimmäisen vuoden routanousuun verrattuna.
- Alusrakenteen sementtistabilointi pohjamaan homogenisoinnin ja rakennekerrosten uusimiseen kanssa pienensi routanousuja noin 50 % vanhan rakenteen routanousuun verrattuna. Mitä paksumpi stabiloitu kerros oli, sitä pienemmäksi routanousut jäivät.
- Riittävä stabilointisyvyys oli routanousujen ehkäisemisen kannalta tärkeää.
- Koerakenteissa havaitut vauriot johtuivat todennäköisesti rakennekerrosten ja homogenisoidun/stabiloidun pohjamaan riittämättömästä työaikaisesta tiivistämisestä.
- Routanousuerot tien keskilinjan ja reunojen välillä olivat hyvin pieniä, vaikka routanousut olivatkin suhteellisen suuria.

Homogenisoinnin, stabiloinnin ja seosmoreenirakenteiden käyttökelpoisuudesta voidaan todeta mm. seuraavaa:

- Routavaurioiden ehkäisemisessä vanhan tien routivan alusrakenteen ja pohjamaan homogenisointi on käyttökelpoinen menetelmä. Stabilointi lisää kerrosten routakestävyyttä.
- Paksujen kerrosten homogenisointiin ja sideaineen sekoittamiseen ei ole käytettävissä teknisesti tehokasta ja taloudellisesti edullista menetelmää.
- Vanhan tien rakennekerrosten ja pohjamaan sekoituksesta koostuva rakenne siten, että sen alle tehdään salaojittava kerros rakenteen kuiva-

tuksen tehostamiseksi, on harvoin kilpailukykyinen muihin menetelmiin verrattuna (esim. massanvaihto) ja tekniseltä toimivuudeltaan epävarma.

4.1.3 Raudoiteverkot

Raudoiteverkkorakenteiden tavoitteena oli estää päällysrakenteen vaurioituminen routanousujen ja liikennekuormituksen yhteisvaikutuksesta lujittamalla rakenne teräsverkoin. Koerakennuskohteissa tutkittavia asioita olivat:

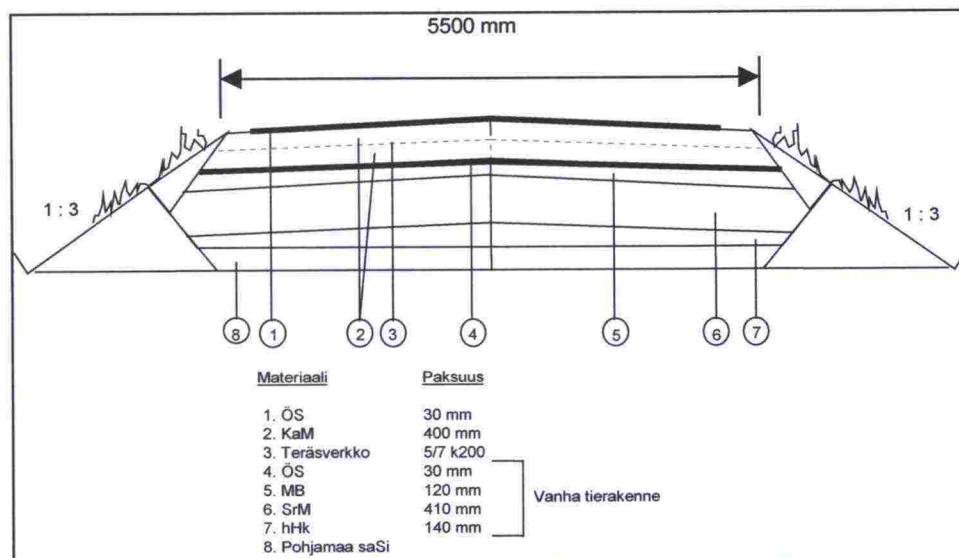
- Teräsverkkorakenteen järkevät käyttöalueet, raudoitteiden (verkkoelementtien) välit, sijainti ja kerrospaksuudet.
- Mitoitustekniikan kehittäminen (kerrospaksuudet ja -materiaalit, teräskoot, välitykset).

Ranuan kohteessa /8/ teräsverkko asennettiin Remixer-stabiloinnin päälle ennen tasausmassan levitystä ja verkot ulottuivat päällystetyn alueen reunasta reunaan. Havainnot osoittivat mm., että tien päällysrakenne nousi laattana eikä tyypillisiä pohjamaan voimakkaasta routimisesta aiheutuvia pitiushalkeamia keskitiellä esiintynyt.

Temmeksen kohteen /7/ suunnittelua edeltäneessä vauriokartoituksessa havaittiin tien reunojen painumista, pituus-, verkko- ja poikkihalkeamia. Päällystettä oli paikattu useista kohdin. Kerran kymmenessä vuodessa toistuva pakkasmäärä Temmeksessä on $F_{10} = 42\ 300\ \text{Kh}$. Temmeksessä toteutettiin useampia koeosuuksia, jotka poikkisivat toisistaan mm. vanhan tien rakenteen ja verkon sijainnin suhteen. Seuraavassa on kuvattu esimerkkinä kaksi koeosuutta.

Teräsverkkona käytettiin B 500 K 7/5-150/200 F30 verkkoa, jonka elementin pituus (etenemä tien pituussuunnassa) oli 2350 mm, leveys tien leveyden mukaan, teräslankojen paksuus elementin pituussuunnassa 5 mm ja poikkisuunnassa 7 mm, lankojen väli pituussuunnassa 150 mm ja poikkisuunnassa 200 mm. Kohteisiin asennettiin ensin viisi teräsverkkoelementtiä 20 cm välein ja niiden jälkeen viisi verkkoa ensin 40 cm välein ja edelleen jatkaen niin, että viimeisten verkkoelementtien väli oli 235 cm. Vertailurakenteessa teräsverkkoelementtien väli oli vakio 20 cm. Koerakennuskohteiden rakentaminen aloitettiin poistamalla vanhan rakenteen öljysorapäällyste. Yhdessä kohteessa verkko laitettiin vanhan kantavan kerroksen (hkSrMr) päälle ja sen päälle 200 mm kalliomursketta. Teräsverkon lopullinen sijainti kantavan kerroksen yläpinnasta mitattuna vaihteli 100...190 mm välillä, keskiarvo 160 mm. Toisessa kohteessa, jossa vanhassa tierakenteessa oli maabetonikerros, maabetonin päälle laitettiin ensin noin 100 mm kalliomursketta ja sen päälle verkko. Verkon päälle laitettiin edelleen noin 300 mm mursketta. Teräsverkon lopullinen sijainti kantavan kerroksen yläpinnasta mitattuna vaihteli 270...370 mm välillä, keskiarvo 300 mm. Murskekerrokset tiivistettiin hyvin.

Uuden murskekerroksen alapuolella oleva vanha tierakenne (maabetonikohde) käy ilmi kuvasta 4.5. Uuden tien päällysteeksi tuli 40 mm paksu PAB-kerros.



Kuva 4.5. Temmeksen koerakennuskohteen tyyppipoikkileikkaus (maabetonirakenne)

Pitkäaikaisista havainnoista on saatu mm. seuraavia tuloksia:

- Teräsverkon vaikutuksesta tien routanousuerot keskilinjalla ja reunojen välillä olivat keskimäärin hyvin pienet, enimmillään 10-15 mm.
- Tien keskilinjalla ei ilmennyt halkeamia, vaikka routanousut olivat enimmillään lähes 300 mm. Verkolla jäykistetty rakenne (päällyste) nousi taiseisena laattana.
- Tien reuna-alueella sijaitsevien pituushalkeamien leveydet pienillä routanousuilla (alle noin 100 mm) olivat riippumattomia teräsverkkojen asennustavasta (elementtien väli 0.2 - 2.35 m). Suuremmilla routanousuilla reunalla sijaitsevien pituushalkeamien määrä ja vaurioiden vakavuus lisääntyivät routanousutason ja verkkoelementtien välin kasvaessa.
- Vaurioiden määrä lisääntyi vastaavasti reunalta ajoradalle päin, kun routanousutaso ja verkkoelementtien väli kasvoivat.
- Raudoitetuissa kohteissa ei havaittu päällysteen urautumista kuuden seurantavuoden aikana.

Teräsverkkojen käyttöä tierakenteissa on käsitelty viitteessä /13/. Teräsverkkojen käytöstä tierakenteissa on meneillään EU-projekti /REFLEX, jossa kehitetään tällaisten rakenteiden mitoittamista mm. laajan koetieohjelman ja HVS-kokeiden tulosten perusteella. Tulosten perusteella tehdään käsikirja. Suomesta projektiin osallistuu Tiehallinto.

Teräsverkkojen käytöstä routavaurioiden ehkäisyssä voidaan esittää seuraavia käyttönäkökohtia:

- Päällysteeseen sijoitettu raudoiteverkko ehkäisee pituushalkeamien ja vinojen halkeamien syntymistä.
- Päällysteeseen sijoitettu lujite ei estä poikkihalkeamien syntymistä, sillä verkkoelementtien saumakohdat ovat vetoa kestävämpiä eikä lujite estä myöskään pituushalkeamien syntymistä pientareelle päällysteen rajaan.

- Päällysteeseen sijoitettu lujite tasoittaa poikkisuuntaista routanousueroa, mutta lisää samalla halkeilua pientareen ja päällysteen rajassa.
- Sitomattomaan kantavaan/jakavaan kerrokseen sijoitettu raudoiteverkko vähentää pituushalkeamia ja lujitteen yläpuolisten kerrosten deformaatioita sekä vähentää pientareen pituushalkeamia, kun lujite on riittävän leveä.
- Sitomattomaan kantavaan/jakavaan kerrokseen sijoitettu lujite lisää kuormituskestävyyttä ja vähentää pohjamaan urautumista erityisesti sulamisvaiheessa.
- Raudoiteverkko tierakenteessa ei pienennä routanousuja. Routanousut on saatettava sallitulle tasolle routamitoituksella.

4.2 Tierakenteen routamitoitus

Routasuojauksen suunnittelun ja routamitoituksen lähtökohtana on, että

- routivilla pohjamailla tien pinnan routanousu ei ylitä rakenteiden toiminnan ja tien tasaisuuden kannalta haitalliseksi määritettyä arvoa ja, että
- vaurioittavan routanousun todennäköisyys ja epätasaisuuden suuruus ja toistuvuus ovat hallinnassa.

Routamitoituksessa /4/ lasketaan suunnitellulle rakenneratkaisulle tien pinnan routanousu valitun mitoituslaskelman pakkasmäärää käyttäen. Laskentaa varten tarvitaan tiedot mm. pohjamaan routanousuominaisuuksista ja lämpöteknisistä ominaisuuksista sekä routimattoman tierakenteen kerrosten paksuuksista ja lämpöteknisistä ominaisuuksista. Pohjamaan ja alusrakenteen routanousuominaisuuksia kuvataan TPPT-suunnittelujärjestelmässä routimiskertoimella (SP, segregatiopotentiaali).

4.2.1 Mitoituskriteerit

Tierakenteelle sallittava routanousu määräytyy mm. päällysteen vaurioitumisriskin perusteella. Routanousu, joka on yleensä epätasaisista, aiheuttaa myös päällysteeseen epätasaisuutta, joka kasvaa routanousun kasvaessa. Epätasaisuus voi muuttaa pinnan kaltevuuksia ja aiheuttaa myös kuivanapitohaittaa. Taulukossa 4.1 on esitetty mitoittava routanousu tierakenteille (ei koske raudoitettuja rakenteita).

Taulukko 4.1. Mitoittava routanousu erilaisilla teillä ja rakenteilla (TPPT-arvot /2/).

Rakenne/ päällyste	Mitoituspakka- määrä F, Kh	Suurin routanousu mm	Suurin routanousun kulmanmuutos ‰
Moottoritie	F ₁₀	30	5
Päätie	F ₁₀	50	7
Paikallistie	F ₁₀	100	10
Muu liikennealue			
Kivipäällyste	F ₁₀	50	6
Asfaltti	F ₁₀	100	10
Sora	F ₁₀	150	15-20

4.2.2 Routimiskertoimen määrittäminen

Routimiskerroin (SP) on pohjamaan routanousun voimakkuuden tunnusluku ja sillä tarkoitetaan routanousunopeuden ja routarajalla vaikuttavan lämpötilagradientin suhdetta. Lämpötilagradientti määritetään pintalämpötilan keskiarvon ja roudan syvyyden suhteena. Routimiskerrointa tarvitaan tien päällysrakenteen routasuojauksen mitoituksessa jatkuvana tietona pitkin rakennettavaa tai perusparannettavaa tielinjaa.

Routimiskerroin SP voidaan määrittää joko

- takaisinlaskemalla olemassa olevan tien routanousuhavainnoista likimääräiskaavoilla tai käyrästömenetelmällä (tämä menettely on suositeltava tien routavaurioiden korjauksen suunnittelun yhteydessä) tai
- routanousukokeesta pistekohtaisesti tahi
- arvioimalla likimäärin pohjamaan luokitusominaisuuksien perusteella.

Takaisinlaskennassa tarvitaan tiedot havaintotalven pakkasmäärästä, tien rakenteesta, pohjamaan laadusta ja tienpinnan routanoususta. Routimiskerroin voidaan laskea likimäärin kaavalla (4.1) /3/.

$$SP = \frac{50h}{10\sqrt{F} - z_o} - 1,8 \quad (4.1)$$

joissa

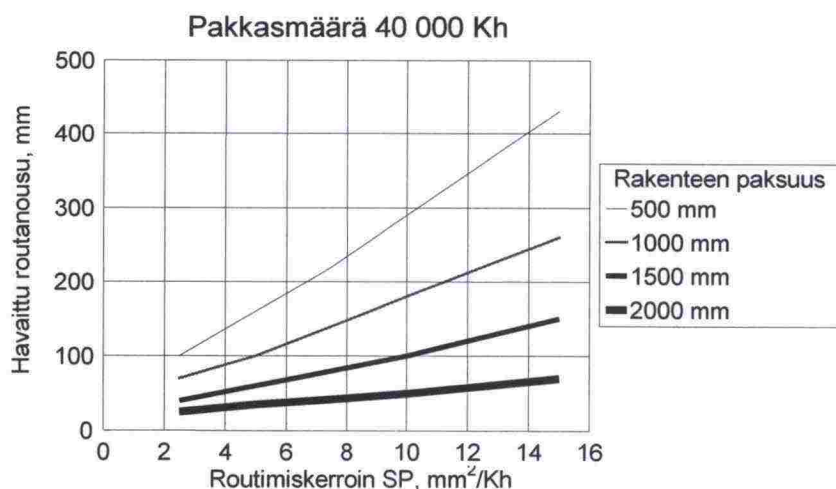
SP on	routimiskerroin, mm ² /Kh
z _o	päällysrakenteen paksuus, mm
h	routanousu, mm
F	pakkasmäärä, Kh

4.2.3 Routanousun laskeminen

Roudan syvyys voidaan laskea Watzingerin menetelmällä. Menetelmää voidaan käyttää tierakenteen alustavaan routamitoitukseen ja myös routimiskertoimen takaisinlaskentaan. Sillä voidaan arvioida myös tien keski- ja reunalinjan routanousua, jos pakkasmäärän redusointi (lumen vaikutus) tien reunassa tunnetaan. TPPT-suunnittelujärjestelmän mitoituskäyrästöjen laadinnassa on sovellettu SSR-mallia /10/. Mallista on laadittu (VTT) routanousumitoituksen excel-tilukkolaskentaohjelma SSR.XLS.

4.2.4 Routasuojaus routimattomasta kivennäismaasta

Tien routimattoman rakenteen paksuus voidaan arvioida havaitun routanousun perusteella, kun tunnetaan alusrakenteen routimiskerroin ja kohteessa käytettävä mitoituspakkasmäärä. Kuvassa 4.6 on esitetty routanousun, pohjamaan routimiskertoimen ja tierakenteen paksuuden vuorosuhde mitoituspakkasmäärällä $F = 40\,000\text{ Kh}$. Pohjamaan otaksutaan olevan routivaa silttiä, jonka kuivatiheys on $1,6\text{ t/m}^3$ ja vesipitoisuus 25 %. TPPT:n routamitoituksen menetelmäkuvauksessa vastaavat käyrästöt on esitetty 5000 Kh välein alkaen pakkasmäärästä $F=20\,000\text{ Kh}$ ja päättyen pakkasmäärään $F=60\,000\text{ Kh}$.

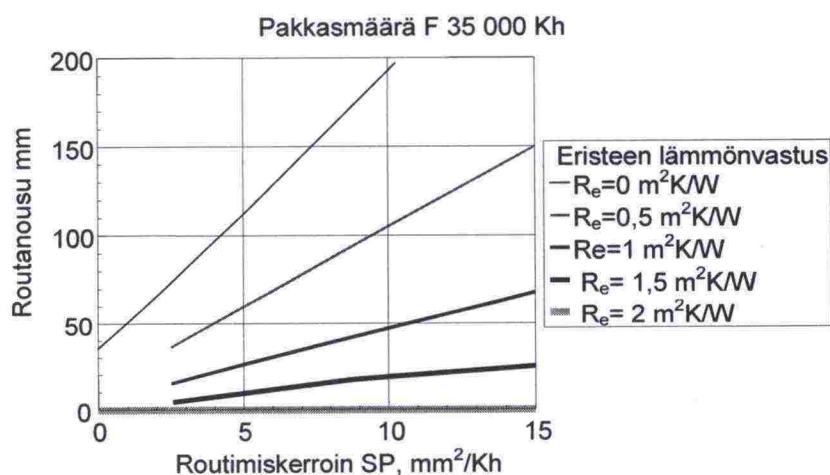


Kuva 4.6. Routimattoman tierakenteen tarvittavan paksuuden määrittäminen routanousuhavaintojen ja mitoituspakkasmäärän avulla (esimerkkinä $F = 40\,000\text{ Kh}$).

4.2.5 Routaeristetyt rakenteen mitoitus

Tierakenteen routasuojaus voidaan toteuttaa myös routaeristeitä käyttäen. Routaeristeinä voidaan käyttää polystyreeniä (EPS tai XPS), kevytsoraa tms. lämpöeristemateriaaleja, jotka on hyväksytty tierakenteissa käytettäväksi. Materiaaleilla tulee olla riittävä kuormituskestävyys ja niiden pysyvyys erilaisia vaikutuksia vastaan (mm. öljyvahingot) pitää olla rakenteellisesti turvattu.

Tarvittavaa routaeristekerroksen lämmönvastusta voidaan arvioida esim. laadittujen käyrästöjen perusteella, joista esimerkkinä on kuva 4.7. TPPT:n routamitoituksen menetelmäkuvauksessa vastaavat käyrästöt on esitetty 5000 Kh välein alkaen pakkasmäärästä $F=20\,000\text{ Kh}$ ja päättyen pakkasmäärään $F=60\,000\text{ Kh}$. Käyrästöjä laadittaessa on otaksuttu, että eristeen päällä on vähintään 700 mm routimattomia päällysrakennekerroksia ja alla vähintään 300 mm:n kuivatuskerros. Laadittuja käyrästöjä voidaan käyttää myös rakenteen alustavassa mitoituksessa, jolloin pakkasmääräksi valitaan mitoitustalven pakkasmäärä. Routaeristeen paksuus määritetään lämmönvastuksen ja eristemateriaalin lämmönjohtavuuden perusteella.



Kuva 4.7. Routaeristeen tarvittavan lämmönvastuksen määrittäminen routanousun ja routimiskertoimen perusteella, kun pakkasmäärä on 35 000 Kh.

Talonrakennuksen routasuojauksessa [11] käytettävien materiaalien mitoittavia lämmönjohtavuus- ja kuormituskestävyysarvoja määritettäessä on edellytetty, että ne säilyttävät asetetut mitoitusominaisuutensa 50 vuoden ajan. Tämän 50 vuoden kuluessa eristeiden lämmönjohtavuusominaisuudet heikkenevät "tehdastuoreen materiaalin" ominaisuuksista erityisesti kosteuden vaikutuksesta. Mitoituslämmönjohtavuusarvoihin on sisällytetty mm. asennustavasta, routaeristeen kokoonpuristumasta ja muista ennalta arvaamattomista olosuhde- ym. tekijöistä aiheutuvaa laskennallista varmuutta 10 %. Materiaalin tuoteselosteissa ilmoitetaan yleensä kuivien käyttöolosuhteiden mitoitusarvot.

Kirjallisuus

- /1/ Kivikoski, H., Pihlajamäki, J., Tamminne, M. TPPT koerakenteiden yhteenvetoraportti. Tiehallinto 8/2002.
- /2/ Tamminne, M. Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus. TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus. Tiehallinto 7/2002
- /3/ Onninen, H. Routan syvyyden määrittäminen. Menetelmäkuvaus TPPT 5. 2001
- /4/ Saarelainen, S. Tierakenteen routamitoitus. Menetelmäkuvaus TPPT 18. 2001
- /5/ Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E., Kivikoski, H. Mt 595 Kiuruvesi. Koerakennusraportti TPPT 35. 2001
- /6/ Kivikoski, H. Mt 5950 Salahmi. Koerakennusraportti TPPT 36. Koerakennusraportti 2001

- /7/ Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H. Pt 18629 Temmes. Koerakennusraportti TPPT 38.2001
- /8/ Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H. Kt 78 Ranua. Koerakennusraportti TPPT 41.2001
- /9/ Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H. Mt 941 Mänikkövaara. Koerakennusraportti TPPT 42. 2001
- /10/ Saarelainen S. 1992. Modelling frost heaving and frost penetration at some observation sites in Finland. VTT Publications 95.
- /11/ Talonrakennuksen routasuojausohjeet. VTT Yhdyskuntatekniikka ja Rakennustieto, Helsinki 1997.
- /12/ Palaturpeen käyttö tierakenteissa. Tielaitoksen selvityksiä 35/1997. Tielaitos 1997.
- /13/ Teräsverkkojen käyttö lujitteina tie- ja katurakenteissa. Tammet & Innogeo Oy. 1999.

5 KUORMITUSKESTÄVYYSMITOITUS JA -RAKENTEET

5.1 Rakenteiden mitoittaminen ja kehittäminen

Suomessa päällysrakenteet ovat perinteisesti koostuneet ohuesta asfaltti-päällysteestä ja paksuista sitomattomista kerroksista. Tämän lisäksi on runsaasti ohuita päällysrakenteita, joiden kulutuskerroksena on suhteellisen taipuisa asfalttikerros. Nämä erilaiset rakenteet käyttäytyvät kuormitustilanteissa erilailla ja niiden vaurioitumismekanismi on erilainen.

Vahvojen rakenteiden kuormituskestävyyksimitoitus perustuu mekanistisempiiriseen malliin, jossa analyttisen teorian mukaan lasketuilla vasteilla arvioidaan päällysteen vaurioitumista. Vaurioituminen kuvataan väsymismallien avulla, joissa materiaalin kestävyys ilmaistaan yleensä venyminä kuormituskertaluvun suhteen. Erilaisten materiaalien väsymisominaisuudet poikkeavat toisistaan, joten kullekin tarkasteltavalle materiaalityypille on oma väsymismallinsa, joka on tunnettava.

Väsymiseen perustuva mitoitus soveltuu käytettäväksi vahvoissa tierakenteissa, joiden vaurioitumismekanismi on lähinnä rakennekerrosten väsymistä. Ohuiden tierakenteiden mitoittamiseen väsymismalli ei sellaisenaan sovellu kovin hyvin. Liikennekuorma saattaa aiheuttaa ohuisiin tierakenteisiin suuria rasituksia ja niiden seurauksena pysyviä muodonmuutoksia sitomattomiin päällysrakennekerroksiin ja alusrakenteeseen, jolloin ensisijainen vaurioitumisen syy on rakenteen deformatuminen.

Päällysrakenteiden TPPT:n kehitystyö kohdistui paksuihin asfalttikerroksiin, bitumistabiloituihin rakenteisiin ja komposiittirakenteisiin. Uusia mahdollisuuksia etsittiin paikallisten heikkolaatuisten aineiden, kuten moreenin ja lostamisesta tierakenteeseen sopiviksi.

5.2 Ajoneuvojen tiehen kohdistama rasitus on lisääntynyt

Tie mitoitetaan kestävänsä ennustetun liikenteen aiheuttama rasitus. Tierakenteen rasitusten kannalta tärkeitä ovat raskaan liikenteen ajoneuvotyytit ja määrät. Liikennemäärän ohella tärkeä tieto on ajoneuvojen painot akselleittain. Henkilöautot aiheuttavat nastarengaskulutuksen kautta vain päällysteen urautumista ja ohentumista /15/.

Ajoneuvojen painot on selvitetty mittaamalla yksittäiset akselipainot. Laajoja manuaalisia ajoneuvojen punnituksia on Tielaitoksen toimesta tehty 10-15 vuoden välein. Viimeisin akselimassatutkimus tehtiin vuonna 1998, jolloin punnittiin yhteensä 3587 ajoneuvoa 48 eri mittauspisteessä. Punnitusten yhteydessä kerättiin runsaasti tietoja myös ajoneuvojen rakenteista, kuljetusreiteistä ja kuormien laadusta /15/. Edellinen laajempi punnitustutkimus tehtiin 1986.

Liikennemäärien kasvun lisäksi etenkin raskaan liikenteen kalustossa on tapahtunut viime vuosina selviä muutoksia. Varsinaisen perävaunun sisältävien yhdistelmien määrä on selvästi lisääntynyt ja niiden kokonaispainot ovat nousseet huomattavasti (luku 8). Paripyörän korvaavien yksittäispyörien määrä linjaliikenteessä on myös selvässä kasvussa. Vastaava suuntaus jatkuu varmaan tulevaisuudessakin ja myös tierakenteiden suunnittelijan on oltava selvillä muutoksista.

Kuormituskestävyysmitoitus tehdään rakenteeseen mitoitusaikana kohdistuvan liikennesäätelyn mukaan. Mitoituksessa liikennesäätely otetaan huomioon joko kuormituskertalukuna ns. vastaavuuskerroinmenetelmällä tai käyttämällä laskennoissa koko raskaan liikenteen akselipainojakautumaa painoluokittain /15/.

Vastaavuuskerroinmenetelmä tarkoittaa sitä, että kullakin ajoneuvoluokalla on oma vastaavuuskertoimensa, jolla tämän luokan liikennemäärä muunnetaan vastaamaan standardiakselin (100 kN yksittäinen paripyöräakseli) ylityksiä tien poikkileikkauksessa. Kullekin ajoneuvoluokalle saadut luvut lasketaan yhteen, jolloin saadaan koko liikenteen aiheuttama kuormituskertaluku standardiakseleina. Kun päivittäinen kuormituskertaluku kerrotaan tarkastelujakson pituudella, saadaan kumulatiivinen kuormituskertaluku, joka on kuormituskestävyysmitoituksen lähtöarvo.

Vastaavuuskertoimet on määritetty tien vaurioitumistavan ja vaurioitumiskriteerin perusteella. Taulukossa 5.1 on esitetty kuormituskertaluvun laskennassa käytettävät vastaavuuskertoimet. Vanhoja arvoja käytetään käsitellessä liikennettä vuoteen 1998 asti ja uusia arvoja vuodesta 1999 eteenpäin. Uudet arvot on laskettu viimeisen akselimassatutkimuksen tuloksista ennustaen kymmenen vuotta eteenpäin (vuosi 2009 mitoitusvuosi) olettaen liikenteen koostuvan tulevaisuudessa nuoremmasta kalustosta.

Taulukko 5.1 Ajoneuvotyyppien vastaavuuskertoimet /18,17,24/.

Ajoneuvotyyppi	Vanhat (v.1995)		Uudet (ennuste v. 2009)
	Keskim.	Täysi	Keskim.
LA	0,4		1,2
KAIP	0,4	1,5	0,7
KAPP	1,5	3,0	1,7
KAVP	2,3	4,5	3,2
KAIP + LA	0,4		0,8
KAPP + KAVP	2,1		2,8
RASKAS YHTEENSÄ	1,3		2,2

Yhdistelmäajoneuvoluokan vastaavuuskerroin on määritetty siten, että kerroin painottuu KAPP:n ja KAVP:n nykyisten kertoimien kesken Etelä-Suomen pääteillä LAM-pisteiltä koottujen tietojen perusteella.

5.3 Paaksujen päällysrakenteiden mitoitus

Paksujen päällysrakenteiden kuormituskestävyyssmitoitus perustuu ns. mekanistis-empiiriseen malliin, jossa analyttisen teorian mukaan lasketut jännitykset ja muodonmuutokset yhdistetään kentällä havaittuun päällysteen vaurioitumiseen. TPPT-suunnittelujärjestelmä soveltuu kestopäällysteisille (AB-, ABK- ja SMA-päällysteet) tierakenteille, joiden asfalttikerrosten paksuus on vähintään 60 mm. Menetelmä ei sellaisenaan sovellu maabetonirakenteiden tai muulla tavalla lujitettujen rakenteiden eikä kevytpäällysteteiden mitoitukseen. Kevytpäällysteiden mitoitusta käsitellään luvussa 5.5 /14/.

Päällysteen kuormituskestävyyssmitoitus perustuu päällysteen alapinnan vaakasuoraan vetomuodonmuutokseen, joka selittää päällysteen väsymisestä aiheutuvaa liikenneperäistä vaurioitumista.

Laboratoriossa tai koetiekoneella määritetty päällysteen väsymissuora pitää aina kalibroida kentällä havaitun vaurioitumisen kanssa, ennen kuin sitä voidaan käyttää mitoituskriteerinä, jolloin sitä kutsutaan väsymiskriteeriksi.

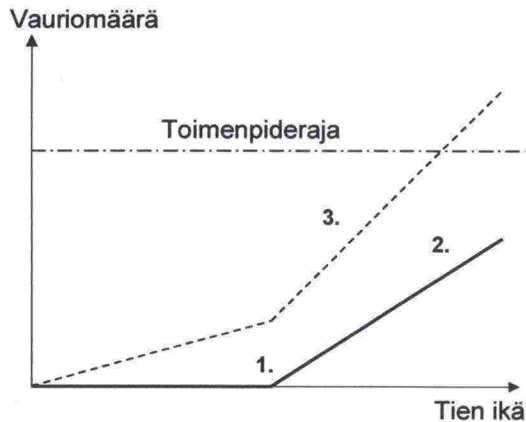
5.3.1 Tien vaurioitumismekanismi, päällyste yli 60 mm

Tien vaurioitumiselle on tyypillistä, että lyhyelläkin tieosuudella halkeamat syntyvät eri aikoina useissa paikoissa. Tämä johtuu materiaalien ominaisuuksien, kerrospaksuuksien ja pohjamaan ominaisuuksien vaihteluista. Yhdessä eri kuormitustekijöiden (liikenne, ilmasto) kanssa tämä johtaa monimutkaiseen tierakennesysteemiin, jossa halkeamien syntyminen on luonteeltaan satunnaista /14/.

Kun päällysteen pintaan on ilmaantunut halkeama, käyttäytyy tierakenne toisin kuin ennen vaurioitumista. Tähän on syynä halkeamisesta johtuvat päällysteen epäjatkuvuuskohdat, jolloin sidotut kerrokset eivät toimi samalla tavalla kuormitusta jakavana laattana kuin päällysteen ollessa ehjä.

Vaurioitumisprosessin mallintaminen jaetaan kolmeen erilliseen osaan periaatekuvan 5.1 mukaisesti:

1. Rakenteenparantamis- tai päällystämisajankohdan jälkeisen ensimmäisen kuormituskestävyyssvaurion (halkeama ajourassa) ilmaantumisen mallintaminen.
2. Kuormituskestävyyssvaurioiden kehittymisen mallintaminen.
3. Tien kokonaisvaurioitumisen ennustaminen, kun ilmastorasituksen aiheuttamat vauriot otetaan mukaan.



Kuva 5.1. Tierakenteen vaurioitumisprosessi. /14/

5.3.2 Kuormituskestävyysvaurioitumisen alkamisajankohdan ennustemalli

Kuormituskestävyysvaurioitumisen alkamisajankohtamallit kehitettiin PARIS projektissa /25/. PARIS projekti (Performance Analysis of Road Infrastructure) oli 18 organisaation (15 maasta) yhteiseurooppalainen projekti, joka toteutettiin Euroopan Komission osittaisella rahoituksella. Projektissa kehitettiin tien kestoikämalleja, joita voidaan hyödyntää mm. PMS- järjestelmissä. Mallien kehityksessä käytetty aineisto kattaa eurooppalaiset olosuhteet liikenteen, ilmaston ja materiaalien osalta. Havaintotiekohteita oli kaikkiaan yli 800 kappaletta 15 maassa.

TPPT-mitoitusmenettelyssä käytettävä malli perustuu PARIS-projektin malliin, joka on kalibroitu Suomen olosuhteisiin. Mallinnus suoritettiin yhteistyössä ruotsalaisen VTI:n (Statens väg- och transportforskningsinstitut) kanssa käyttäen aineistona sekä TPPT:n että VTI:n havaintotieaineistoja. Kehitetty malli on todennäköisyysmalli, jolla vaurioitumista selitetään rakennetta ja rakenteeseen kohdistuvia rasituksia kuvaavilla tiedoilla. Malli perustuu 429 havaintotiekohteen aineistoon, josta 50 kohdetta on Suomessa ja loput Ruotsissa. Rakenteet ovat ns. perinteisiä rakenteita, joissa on yksi, kaksi tai kolme asfalttipäällystettyä sitomattomien kerrosten päällä. Kohteiden ikä, joka lasketaan edellisestä päällystyksestä tai rakenteen parantamisesta, vaihtelee 3 ja 16 vuoden välillä. Kohteita on seurattu tutkimusmielessä 9 – 16 vuoden ajan. Kohteiden liikennemäärät (vuosittainen kuormituskertaluku) vaihtelivat 30 000 – 450 000 välillä.

Tuloksena saatiin ns. TPPT-referenssirakenteen kenttäkalibroitu päällysteen alapinnan muodonmuutokseen perustuva väsymiskriteeri (kaava 5.1), joka määrittelee kuormituskestävyysvaurioitumisen alkamisajankohdan:

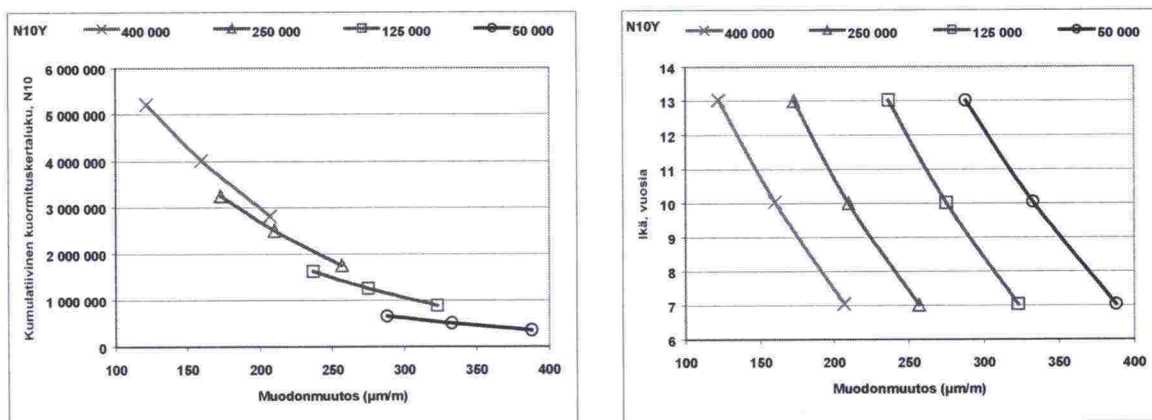
$$N_{10} = 10^{7.29 - 0.00372 \cdot (\text{EPS}) - 5840000 \cdot \left(\frac{1}{\text{EPS} \cdot N_{10} Y} \right)} \quad (5.1)$$

missä,

N_{10} = kumulatiivinen kuormituskertaluku päällysteen vaurioitumisen alkamisajankohtaan, 100 kN
 EPS = päällysteen alapinnan sallittu muodonmuutos, $\mu\text{m}/\text{m}$
 $N_{10} Y$ = mitoitusjakson keskimääräinen vuotuinen kuormituskertaluku, 100 kN

Mallin lopussa oleva termi, $\left(\frac{1}{\text{EPS} \cdot N_{10} Y} \right)$, kuvaa asfaltin vanhenemisen vaikutusta tien vaurioitumisen alkamisajankohtaan. Mitä hitaammin liikennekuormitukset kohdistuvat tiehen (pieni $N_{10} Y$), sitä vähemmän kuormituksia tie kokonaisuudessaan kestää, eli vanhenemisen vaikutus vaurioitumiseen kasvaa.

Mallilla voidaan laskea kumulatiivinen kuormituskertaluku viimeisimmästä kuormituskestävyyteen vaikuttavasta toimenpiteestä vaurioitumisen alkamishetkeen. Kuvassa 3.2 ennustemallin mukaiset kuvaajat on piirretty neljälle eri kuormituskertaluvun vuosittaiselle keskiarvolle (alunperin liikennemäärälle). Kuvaajat on laskettu aineiston tyypillisille päällysteen alapinnan muodonmuutosalueille.



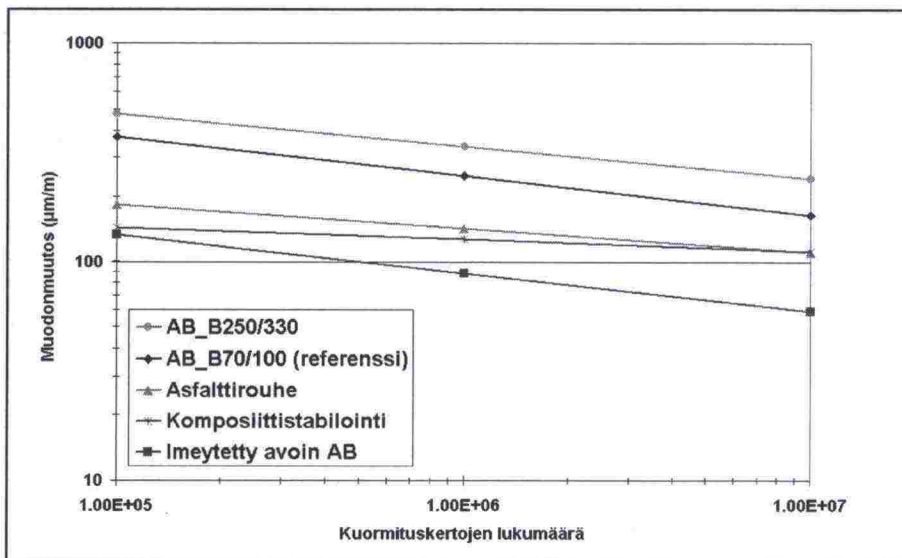
Kuva 5.2. TPPT-väsymiskriteerimallin kuvaajat neljälle eri kuormituskertaluvun vuosittaiselle keskiarvolle (liikennemäärälle) kumulatiivisen kuormituskertaluvun ja iän suhteen. /14/

Ennustemallin käytössä on otettava huomioon mallin kehittämiseen käytetyn aineiston koostumus, sillä malli on käyttökelpoinen vain aineiston kattamalla alueella. Myös mallinnuksen taustalla oleva teoria aiheuttaa rajoituksia mallin yleistettävyyteen. Mikäli esimerkiksi kuormitusten lukumäärä toteutuu liian hitaasti, ei TPPT-mallin perustana oleva väsyminen enää olekaan primääri vaurioitumismekanismi, vaan vaurioituminen syntyy muista syistä (ilmastopääteiset vauriot yms.).

Koska uuden tai harvemmin käytetyn rakenneratkaisun käyttäytymisestä tieverkolta ei ole käytännössä saatavissa kenttähavaintoihin perustuvaa tietoa, on laboratoriossa väsymislaitetta hyväksikäyttäen määritettävä materiaalille ensin väsymissuora. Kuvassa 5.3 on esitetty muutamien materiaalien väsymistestauksen tuloksia. Saadun väsymissuoran ja referenssimateriaalin väsymissuoran avulla määritetään ko. materiaalille suhteellinen vaurioitumiskerroin, josta käytetään nimitystä suhteellinen "väsymiskerroin". Tällä kertomella lasketaan materiaalin suhteellinen kestävyys kenttäolosuhteissa. Määrittely sisältää seuraavat vaiheet:

1. Määritetään mitoitusjakson kumulatiivinen *kuormituskertaluku*
2. Lasketaan referenssirakenteen kenttäkalibroidulla väsymiskriteerillä kuormituskertalukua vastaava *muodonmuutos*
3. Määritetään *referenssimateriaalin laboratorioväsymissuorasta* kuormituskertalukua vastaava muodonmuutos
4. Määritetään *vaihtoehtoisen materiaalin laboratorioväsymissuorasta* kuormituskertalukua vastaava muodonmuutos
5. Lasketaan laboratoriomuodonmuutosten *väsymiskerroin*
6. Kerrotaan referenssirakenteen kenttäkalibroidulla väsymiskriteerillä saatava muodonmuutos laboratoriomuodonmuutosten väsymiskertoimella
7. Mitoitusta jatketaan referenssirakenteen mitoitusmenetelmällä

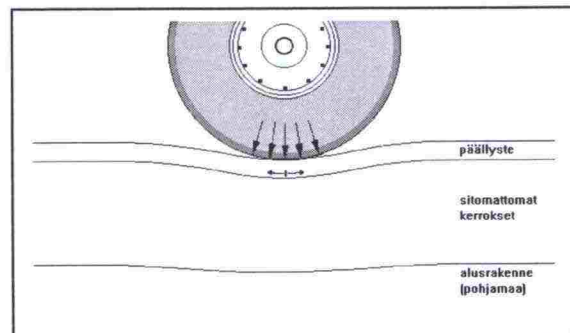
Väsymiskokeella voidaan verrata eri päällystemassojen ominaisuuksia keskenään, kun taas koetiekoneella (esim. HVS) voidaan verrata erilaisten rakenteiden käyttäytymistä keskenään.



Kuva 5.3. Laboratorioväsymiskokeilla määritetyt materiaalien väsymissuorat /14/.

5.4 Jännitysten ja muodonmuutosten laskenta

Tierakenteen jännitykset ja muodonmuutokset lasketaan lineaaris-elastisella monikerrosohjelmalla. Yleensä lasketaan tien pituussuuntainen vetomuodonmuutos sidottujen kerrosten alapinnassa (kuva 5.4). Tierakenne voi vaurioitua myös muilla tavoilla (esim. pohjamaa ja rakennekerrokset vaurioituvat ilmaston vaikutuksesta), mutta näitä ei käsitellä kuormituskestävyyden mitoituksessa.

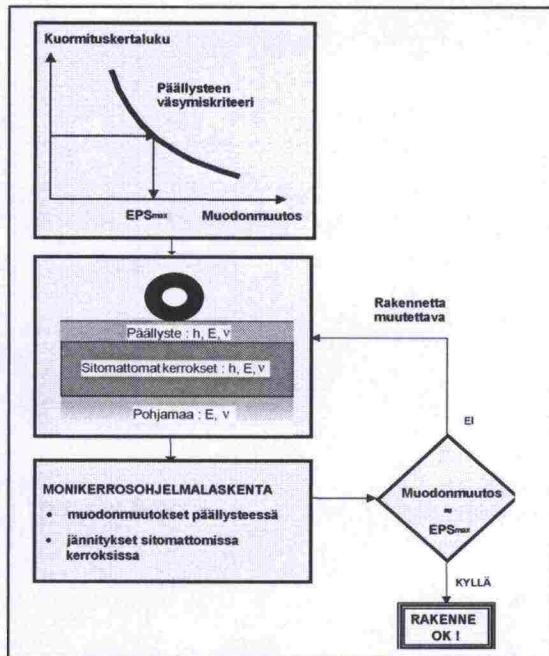


Kuva 5.4. Pyöräkuorman aiheuttama päällysteen alapinnan vetomuodonmuutos.

Laskennan lähtötietoina tarvitaan rakennekerrosten paksuudet, moduulit ja Poisson-luvut. Standardikuormituksena käytetään pudotuspainolaitteen kuormitusta. Laskennan tuloksena saadaan jännitykset, muodonmuutokset ja siirtymät laskentapisteissä esim. päällysteen alapinnalla kuorman alla.

Laskettuja muodonmuutoksia verrataan sallittuun muodonmuutokseen. Mikäli laskettu muodonmuutos ylittää mitoitusjakson sallitun muodonmuutoksen, tulee rakennetta vahvistaa. Vastaavasti mikäli laskettu muodonmuutos alittaa mitoitusjakson sallitun muodonmuutoksen, voidaan rakennekerrospaksuuksia ohentaa, edellyttäen kuitenkin ettei routamitoituksen asettamaa minimipaksuutta aliteta.

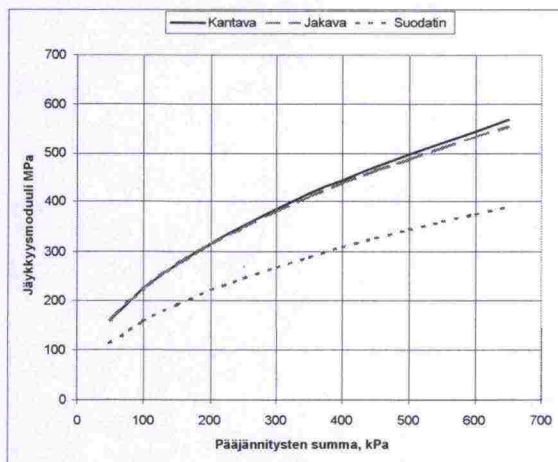
Tällä tavoin iteroimalla saavutetaan lopuksi rakenne, jossa sallittu ja laskettu muodonmuutos ovat lähes yhtä suuria. Edellä kuvatut mitoitusprosessin periaatteet on havainnollistettu kuvassa 5.5.



Kuva 5.5. Kuormituskestävyyden mitoitusprosessi /14/.

Sitomattomien materiaalien jäykkyys riippuu niiden jännitystilasta ja -tasosta. Rakennekerroksissa käytettävien karkearakeisten materiaalien moduuli on sitä suurempi, mitä suurempi niiden jännitystaso on. Kokonaisjännitystaso rakenteen eri syvyyksissä lasketaan aina kullekin tarkasteltavalle rakenteelle erikseen. Mikäli kerrospaksuus muuttuu mitoitusprosessin aikana, rakennekerrosmateriaalin moduuli korjataan uutta jännitystilaa vastaavaksi kunkin materiaalin jännitysriippuvuusominaisuuden mukaan /12/. Kaikista rakennekerrosten mitoituksessa käytettävistä materiaaleista tulee tuntea niiden jännitysläriippuvuus.

Kuvassa 5.6 on esitetty rakennekerroksessa vallitsevan kokonaisjännitystason ja jäykkyysmoduulin riippuvuus eräissä rakennekerrosten "tyyppimateriaaleissa".



Kuva 5.6. Rakennekerroksessa vallitsevan kokonaisjännitystason ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) ja eräiden sitomattomien materiaalien jäykkyysmoduulin riippuvuus. /16/

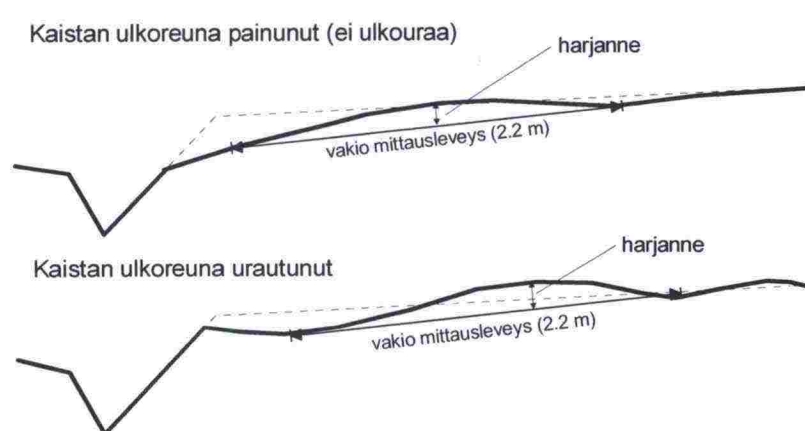
5.5 Ohutpäällysteisten (< 60 mm) teiden mitoittaminen

5.5.1 Mitoitusmenettelyn soveltaminen ja mitoittavat vauriot

Mitoitusmenettely on tarkoitettu tavanomaisille kevytpäällysteisille teille, joilla tarkoitetaan ohutpäällysteisiä AB-teitä (sidotun kerroksen paksuus ennen parantamista 40...80 mm) sekä PAB-päällysteisiä teitä. Mitoitusmenettely soveltuu teille, joiden KVL on korkeintaan 3000 ajon/vrk.

Mitoitusmenettelyssä tarkastellaan rakenteen parantamista. Jos parantamisessa tasausviivaa lasketaan tai tehdään massanvaihto taikka suuntausta muutetaan, käytetään uuden tien mitoitusmenetelmää.

Mitoitusmenettelyllä pyritään rajoittamaan roudan aiheuttamien halkeamien sekä pituus- ja poikkisuuntaisten epätasaisuuksien syntymistä. Roudan aiheuttamat halkeamat ovat pääosin pituussuuntaisia halkeamia ja niiden syntymistä arvioidaan routanousun perusteella. Poikkisuuntaista epätasaisuutta kuvataan ajourien välisellä harjanteen korkeudella (Kuva 5.7).



Kuva 5.7. Harjanteen korkeuden määrittämisperiaate.

Mitoituskriteerit

Sallittu routanousu päätteillä on 50 mm ja paikallisteillä 100 mm. Parantamishankkeilla routanousumittausten tarpeellisuus määritetään toimenpiderajojen perusteella (taulukko 5.2.).

Taulukko 5.2. Pituushalkeamien toimenpiderajat.

Halkeamaleveys mm	Halkeamien määrä m / 100 m
5 - 20	≥ 80 m / 100 m
20 -30	≥ 20 m / 100 m
> 30	ei riipu halkeamien määrästä

Pituussuuntaisen epätasaisuuden ja harjanteen korkeuden mitoituskriteereinä käytetään taulukon 5.3 mukaisia arvoja. Absoluuttisten arvojen sijasta voidaan käyttää IRI:n ja harjanteen korkeuden lisääntymisnopeutta vuotta kohti.

Taulukko 5.3. Pituussuuntaisen epätasaisuuden ja harjanteen korkeuden mitoituskriteerit.

Nopeusrajoitus km/h	IRI mm/m	Harjanne mm
100	2,4	17
80	3,0	21
50 – 60	3,7	24

Rakenteen parantamisen mitoittaminen tehdään vaiheittain.

Roudan aiheuttamat halkeamat

Ensin verrataan vanhan rakenteen pituussuuntaisten halkeamien määriä toimenpiderajoihin. Jos toimenpiderajat ylittyvät, valitaan routimattomien kerrosten yhteispaksuus siten, että parannetun rakenteen routanousu paikkakunnan mitoitustalven pakkasmäärällä ei ylitä sallittua routanousua (mitoituskriteeriä). Tarvittava alusrakenteen routimiskerroin määritetään vanhan rakenteen mitatun routanousun avulla ns. takaisinlaskentamenetelmällä.

Pituussuuntainen epätasaisuus

Vanhan ja parannetun rakenteen IRI:n kasvunopeus määritetään laskennallisesti pohjamaan materiaalin (savi / muu), mitoitustalven routanousun ja rakennepaksuuden perusteella. Laskennalliset tulokset kalibroidaan vanhan rakenteen mitatun IRI:n kanssa.

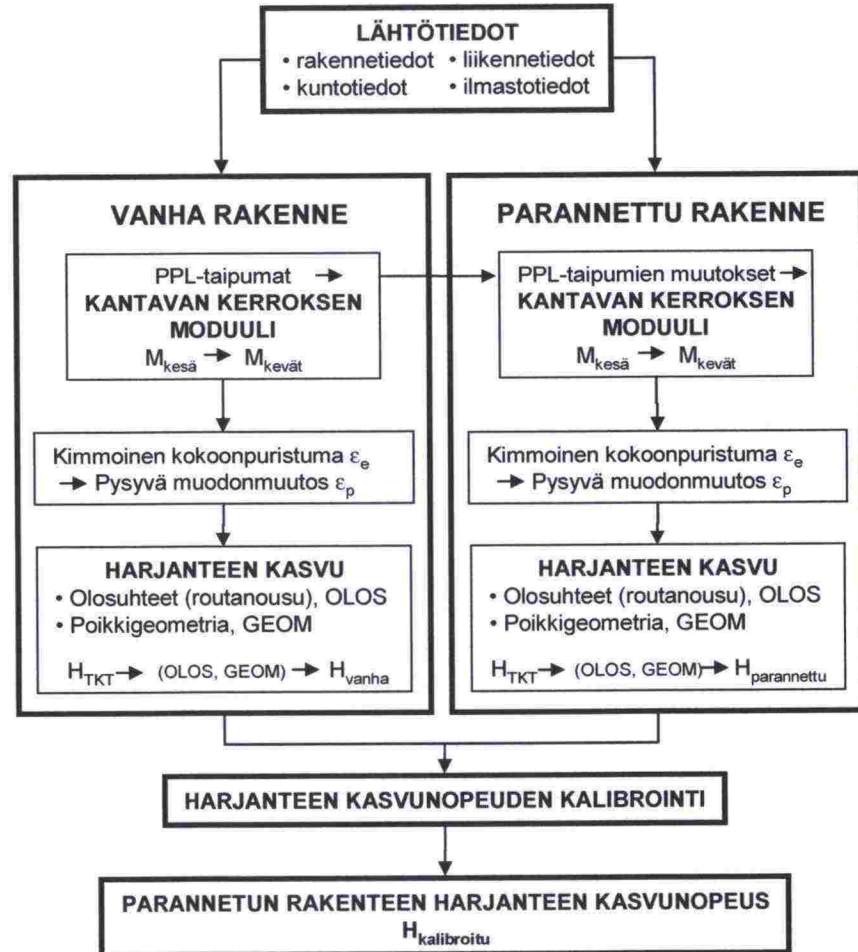
Jos IRI ylittää suurimman sallitun arvon mitoitusaikana, lisätään routimattomien kerrosten yhteispaksuutta siten, että IRI pysyy sallituissa rajoissa koko mitoitusaajan.

Poikkisuuntainen epätasaisuus

Poikkisuuntaista epätasaisuutta kuvataan ajourien välisen harjanteen korkeudella. Harjanteen kasvunopeutta arvioidaan ylimmän sitomattoman kerroksen eli kantavan kerroksen pysyvien muodonmuutosten perusteella (Kuva 5.8). Kantavan kerroksen pysyvien muodonmuutosten määrittäminen pohjautuu kerroksen pystysuoraan kimmoiseen kokoonpuristumaan (ϵ_e), mikä puolestaan arvioidaan PPL-taipumista määritettyjen moduulien ja rakennetietojen perusteella.

Parannetun rakenteen harjanteen kasvu kalibroidaan vanhan rakenteen mitatun ja laskennallisen harjanteen kasvun suhteella. Parantamistoimenpiteen valinnassa otetaan huomioon edellisissä kohdissa määritetty routimattomien kerrosten yhteispaksuus. Muut vaikuttavat rakennetekijät ovat päällysteen laatu ja paksuus, ylimmän sitomattoman kerroksen laatu ja paksuus, tien (päällysteen) leveys ja luiskakaltevuus sekä routanousut.

Harjanteen kasvunopeuden määrittämisessä tarvitaan tietoja vanhasta rakenteesta, sen kunnosta, liikenteestä ja ilmastosta (kuva 5.8).



Kuva 5.8. Harjanteen kasvun mitoittamisen periaate.

Kimmoisten kokoonpuristumien perusteella määritetään kantavan kerroksen suhteelliset pysyvät muodonmuutokset kaavalla 5.2. Kaavassa käytettävät parametrit a' ja b on määritetty tierakenteen tutkimuslaitteella (TKT-laitte) tehtyjen tutkimusten perusteella.

$$\varepsilon_p = a' \cdot \varepsilon_e \cdot N^b \quad (5.2)$$

missä,

ε_p = kantavan kerroksen kumulatiivinen suhteellinen pysyvä muodonmuutos [$\mu\text{m}/\text{m}/\text{a}$]

ε_e = kantavan kerroksen suhteellinen kimmainen kokoonpuristuma [$\mu\text{m}/\text{m}$]

a' = vakio (0.06)

N = kuormitusten lukumäärä

b = kesäolosuhteissa 0.6 ja kevätolosuhteissa funktio hienoainespitoisuudesta (HA #0.063 mm) kantavassa kerroksessa:

HA < 4 %	\Rightarrow	$b = 0.6$
4 % \leq HA \leq 10 %	\Rightarrow	$b = 0.4 + 0.05\text{HA}$
HA > 10 %	\Rightarrow	$b = 0.9$

Laskennallinen harjanteen kasvu vuodessa määritetään suhteellisten muodonmuutosten avulla kaavalla (5.3).

$$H_{TKT} = 0.3 \cdot (\varepsilon_{p \text{ kevät}} + \varepsilon_{p \text{ kesä}}) \quad (5.3)$$

missä,

HTKT = harjanteen kasvu vuodessa TKT-testien perusteella [$\mu\text{m}/\text{a}$]
kerroin 0.3 = oletusarvona käytetty kantavan kerroksen paksuus [m]

Olosuhteet (routiminen) ja poikkigeometria otetaan huomioon OLOS- ja GEOM-kertoimien avulla (kaava 5.4).

$$H_{\text{vanha} / \text{parannettu}} = H_{TKT} \cdot OLOS \cdot GEOM \quad (5.4)$$

missä,

$H_{\text{vanha} / \text{parannettu}}$ = laskennallinen harjanteen kasvu vuodessa geometria- ja olosuhdetekijät huomioon ottaen [$\mu\text{m}/\text{a}$]

OLOS = olosuhdekerroin

GEOM = poikkigeometriakerroin (kts. luku 6.3)

Parannetun rakenteen harjanteen kasvunopeus kalibroidaan vanhan rakenteen mitatun ja laskennallisen kasvunopeuden suhteella kaavalla (5.5).

$$H_{\text{kalibroitu}} = \frac{H_{\text{mitattu}}}{H_{\text{vanha}}} \cdot H_{\text{parannettu}} \quad (5.5)$$

missä,

$H_{\text{kalibroitu}}$ = kalibroitu harjanteen korkeuden kasvunopeus [mm/a]

H_{mitattu} = tieosuudelta mitattu todellinen harjanteen korkeuden vuosittainen kasvunopeus [mm/a]

5.6 Bitumistabiloinnit

Bitumistabiloinnilla tarkoitetaan asema- tai paikallasekoitusmenetelmää, jossa tien kantavan tai jakavan kerroksen kuormituskestävyyttä lisätään sitomalla kylmä kiviaines joko vaahdotetulla bitumilla tai bitumiemulsiolla.

Stabilointimassat poikkeavat niin paljon kuuma-asfalttimassoista, että stabilointimassojen testauksessa on syytä käyttää vain niille soveltuvia testausmenetelmiä. Tästä syystä mm. suunnitteluparametrit tulee selvittää kolmiak-siaakoelitekniikkaa käyttäen. Myös massan suhteituksessa on otettava huomioon stabilointitekniikka ja koemassoissa on käytettävä käytännön olo-suhteita vastaavia materiaaleja /9/.

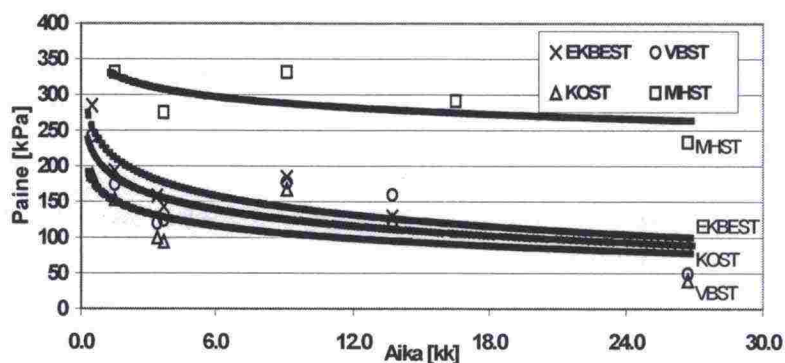
Tulosten perusteella bitumistabiloinnin sideaineena voidaan käyttää sekä vaahto- että emulsiobitumia. Molempien bitumipohjaksi soveltuu bitumit vä-liltä B160/220... B650/900. Emulgoituna voidaan käyttää jopa erikoiskovaa (B20/30) bitumia. Työteknisesti stabilointi onnistuu parhaiten pehmeillä bitu-meilla /9/.

Bitumistabilointi on materiaalina sitomattoman ja sidotun välimaastossa. Sen vaurioitumismekanismi ei ole perinteisessä mielessä väsymistä. Vaurioitumi-nen perustuu suurelta osin kerrokseen kohdistuvaan vertikaaliseen muo-donmuutokseen tai jännitykseen.

Selkein havainto kaikilla koerakenteilla on ollut kuormituksesta aiheutuvan stabilointikerroksen alta mitatun jännityksen pienentyminen usean vuoden aikana. Tämä on seurausta veden hitaasta poistumisesta stabilointikerrok-sesta ja rakenteen jälkitiivistymisestä. Samaa kehitystä ei aina voitu havaita pudotuspainolaitemittauksista laskettujen kantavuuksien avulla.

Seurantamittausten perusteella rakenteen jäykistyminen on nopeinta heti stabiloinnin jälkeen, kuten kuvasta 5.9 käy ilmi. Eri sideaineidenkin suhteen oli havaittavissa pieniä eroja.

Bitumistabiloinnin suunnitteluun tulee kiinnittää erityistä huomiota. Virheelli-nen massa tai rakenteellinen alimitoitus johtaa helposti kuormituksiin nähden liian pieneen alkujäykkyyteen ja nopeasti kehittyviin vaurioihin. Suurta alku-lujuutta vaativissa kohteissa kannattaa harkita komposiittistabilointia. Kulu-tuskerros tulisi rakentaa stabiloinnin päälle heti stabilointityön jälkeen ja sen valinnassa kannattaisi ottaa huomioon kuormituksen jakamisominaisuudet.



Kuva 5.9. Kuorma-auton akselin aiheuttamien jännitysten kehittyminen Nakkilan koekohteen seuranata-aikana.

Bitumistabilointi pienentää yleensä kohteen alkuperäistä vauriomäärää useaksi vuodeksi. Stabilointi ei kuitenkaan poista routimisesta keväisin aiheutuvia vaurioita, mutta rakenne näyttää oikein suhteitettuna ja mitoitettuna palautuvan kesällä lähes vauriottomaksi, ainakin tasaisuuden suhteen. Seurantatulosten perusteella stabilointityön arviointi pelkästään pudotuspainolaitteen kantavuustulosten perusteella ei ole suositeltavaa.

5.7 Komposiittirakenteet

Bitumi-sementti-komposiitilla tarkoitetaan tien päällysrakenteen kantavaa, sidekerrosta tai jakavaa kerrosta, jossa on käytetty sideaineena sekä bitumia että sementtiä. Komposiitilla yritetäänkin hyödyntää molempien sideaineiden perusominaisuuksia samassa massassa; sekä riittävää jäykkyyttä että joustavuutta. Tutkimusten tavoitteena oli selvittää komposiittimateriaalin rakenne, toimintaperiaatteet, mitoituksessa tarvittavat materiaaliparametrit ja niiden keskeiset ohjearvot.

Laboratoriossa tehdyin esikokein tutkittiin viittä eri tavalla valmistettua komposiittityyppiä ja näistä valittiin seuraavat kolme lupaavinta jatkotutkimuksiin:

- sementtilaastilla imeytetty avoin asfalttibetoni,
- asfalttirouheen ja sementtilaastin komposiitti ja
- komposiittistabilointi.

Valittuja komposiittityyppejä tutkittiin koetierakenteiden avulla vuodesta 1996 vuoteen 2001 /1...7/.

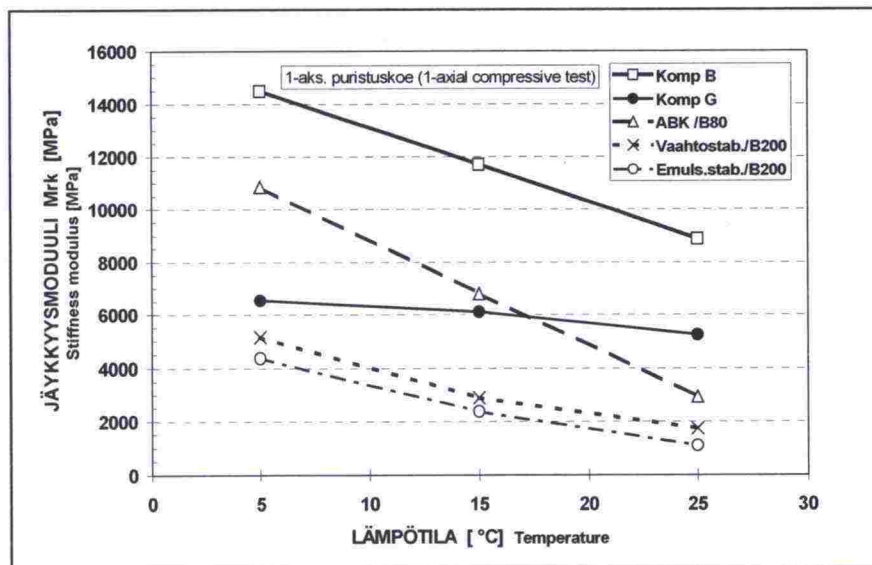
Sementtilaastilla imeytetty avoin asfaltti toimi hyvin sekä laboratoriokokeissa että koetiellä. Se oli asfaltinomaisiin tutkituista komposiiteista. Masatyypin soveltuu nykyisin käytössä olevin rakennusmenetelmin vain pienimittakaavaisiin erityiskohteisiin, kuten esimerkiksi varastoalueille, missä esiintyy suuria pintakuormia.

Asfalttirouheen ja sementtilaastin komposiitti todettiin tutkimuksissa erityisen lupaavaksi materiaaliksi. Rouheen kierrätettävyys ja siinä olevan bi-

tumin hyödynnettävyys tekevät massasta elinkaarikustannuksiltaan kilpailukykyisen tuotteen. Siinä yhdistyvät muihin tutkittuihin komposiitteihin verrattuna parempi väsymiskestävyys sekä pienillä että suuremmilla muodonmuutoksilla, suhteellisen suuri jäykkyys ja hyvä pakkasenkestävyys /12/.

Komposiittistabilointi on tutkituista komposiittityypeistä ehkä mielenkiintoisin yksinkertaisen rakennustekniikan ja runsaiden modifiointimahdollisuuksiensa vuoksi. Kahden erilaisen sideaineen yhteisvaikutuksen avulla voidaan huomattavasti vaikuttaa rakenteen jäykkyyteen ja säätää se oikealle tavoitetasolle.

Komposiittistabilointi oli laboratoriokoevaiheessa tutkitulla koostumuksella (3 % sementtiä, 3 % bitumia) jäykkä, mutta suhteellisen hauras materiaali. Se oli betoninomaisin laboratoriossa tutkituista komposiiteista. Sen pakkasenkestävyys riittävällä sementtipitoisuudella betonirakenteiden pakkasenkestävyyskriteerien mukaan on hyvä. Pienellä sementtipitoisuudella voidaan kuitenkin välttää materiaalin liian suuri jäykkyys heikoilla alustoilla. Komposiittistabiloinnin selkeä etu bitumistabilointiin verrattuna on sen nopeampi alkulujuuden kehitys.

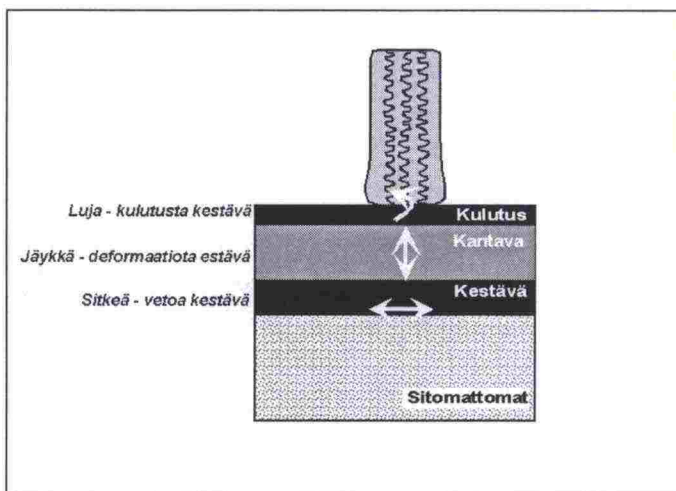


Kuva 5.10. Asfalttirouheen ja sementtilaastin komposiitin (B), komposiittistabiloinnin (G) sekä emulsio- ja vaahtobitumistabiloinnin jäykkyyssmoduulit, M_{rk} (1-aksiaalinen puristuskoe) /12/.

Kaikkien tutkittujen komposiittien väsymissuorat ovat melko alhaisia esimerkiksi asfaltteihin verrattuna, mikä johtuu komposiittien suuresta jäykkyydestä (Kuva 5.3). Erityisesti korkean sementtimäärän sisältävän komposiittistabiloinnin väsymissuoran pieni kulmakerroin osoittaa sen väsymisen olevan lähes riippumaton muodonmuutoksen suuruudesta. Samalla kuitenkin komposiittistabiloinnin sallittujen muodonmuutosten tulee olla kohteesta riippumatta alhaiset.

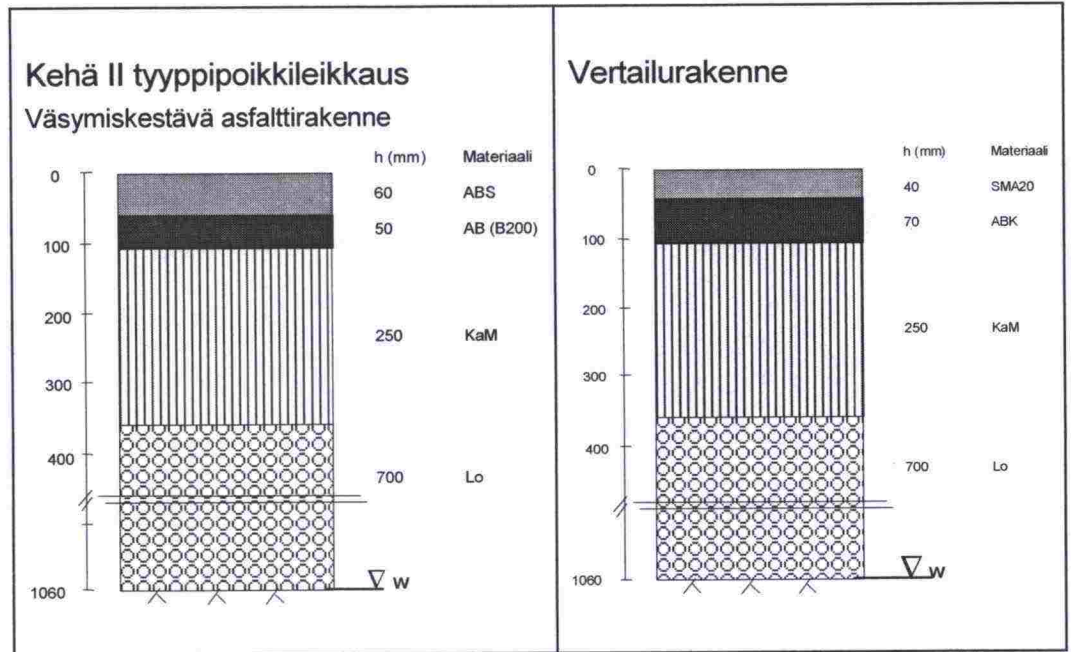
5.8 Väsymiskestävä asfalttirakenne

Paksuilla kuumapäällysterakenteilla tutkittiin erilaisten asfalttimateriaalien toisistaan poikkeavien toiminnallisten ominaisuuksien mahdollisimman tehokasta hyödyntämistä rakenteen eri osissa. Mielenkiintoisin kokeilluista rakenteista oli ns. väsymiskestävä rakenne, jossa kulutusta, deformaatiota ja muodonmuutoksia vastaan käytetään sopivia materiaaleja periaatekuvan 5.11 mukaisesti. Alin sidottu kerros on kestävyysmielessä rakenteen tärkein osa ja siten sen suunnitteluun kiinnitetään erityishuomio.



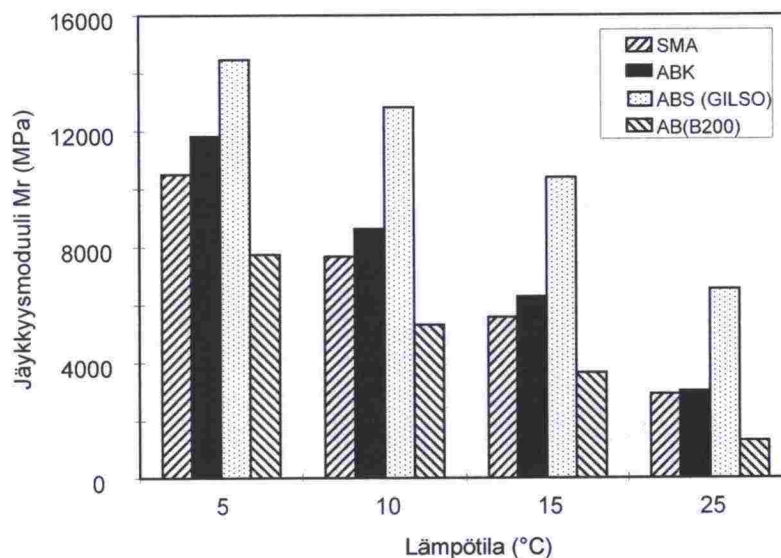
Kuva 5.11. Väsymiskestävän rakenteen periaate

Kehä II:lla vertailtiin väsymiskestävää koerakennetta, AB (B-200) + ABS (Gilsonite 17 % sideaineesta) vilkkaasti liikennöidyn tien normaalirakenteesseen, ABK + SMA /35,36/. Koerakenteen alin sidottu kerros oli hyvin vetoa kestävä, mutta ei jäykkä AB-kerros, jonka kyky kestää vetorasitusta oli laboratoriokokeiden mukaan 100-kertainen tavalliseen ABK:iin verrattuna. Seuraava kerros ylöspäin oli erittäin jäykkä ABS, joka jakaa tehokkaasti kuormaa. ABS:n vedonkesto-ominaisuus ei ollut tärkeä, koska kerros oli lähellä neutraaliakselia, eikä joutunut vetorasituksille alttiiksi. Kulutuskerroksena molemmissa rakenteissa oli normaali SMA, joka oli suunniteltu tehtäväksi vasta kahden vuoden kuluttua tien avaamisesta liikenteelle (kuva 5.12).

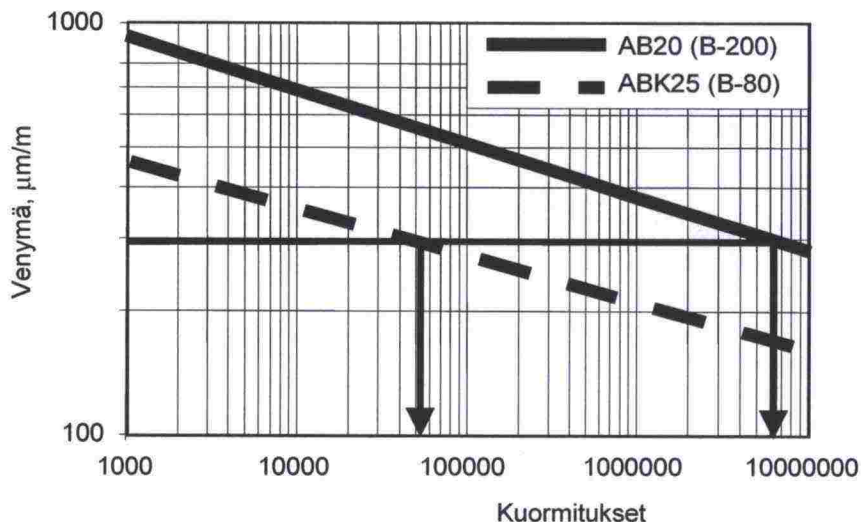


Kuva 5.12. Kehä II koerakenne ja vertailurakenne /10/

Kuvassa 5.13 on esitetty materiaalien jäykkyyshmoduulit eri lämpötiloissa. Kuvasta havaitaan, että ABS:n suhteellinen jäykkyys korostuu varsinkin korkeissa lämpötiloissa. Alimmaisten sidottujen kerrosten väsymissuorat on esitetty kuvassa 5.14, josta nähdään, että AB (B-200) kestää laboratoriokokeiden mukaan samalla muodonmuutostasolla 100-kertaisesti kuormituksia tavalliseen ABK:iin verrattuna.



Kuva 5.13. Sidottujen kerrosten materiaalien jäykkyyshmoduulit.



Kuva 5.14. Alimmaisten sidottujen kerrosten väsymissuorat.

Koerakenteet instrumentoitiin päällysteen venymäantureilla, joita asennettiin päällysteen ylä- ja alapintaan sekä pitkittäin että poikittain kuormitussuuntaan nähden. Lisäksi kantavan kerroksen pintaan asennettiin paineantureita ja päällysteen pintaan taipuma-anturi.

Koerakenteet testattiin HVS-Nordic koetiekoneella (luku 6). Kummallakin rakenteella tehtiin testien alussa sarja tierakenteen vastemittauksia eri pyörätyypeillä, -painoilla ja rengaspaineilla. Varsinaisessa testissä kuormittavana pyöränä käytettiin 60 kN paripyörää. Koerakennetta kuormitettiin 500 000 pyörän ylityksellä ja tavanomaista rakennetta 140 000 ylityksellä /36/.

Kumpaankaan rakenteeseen ei vielä tullut halkeamia vähäisten kuormitustoistojen takia ja urautuminenkin oli vain muutama mm alkutiivistymistä. Rakenteiden toiminnan vertailu tehtiin vastemittausten ja laskelmien perusteella.

Koerakenteen suhteelliseksi kestoiksi saatiin 30-kertainen tavanomaiseen rakenteeseen verrattuna. Toisaalta vastaavilla laskelmilla saatiin tulos, että 80 mm paksu koerakenne kestää yhtä paljon kuin 110 mm paksu tavanomainen rakenne.

Rakenteille tehtiin myös elinkaarikustannuslaskelmat 40 vuoden tarkastelujaksolle TPPT:ssa kehitetyn menetelmän mukaan. Väsymiskriteerinä käytettiin APAS-ohjelman parametreja, jotka olivat laboratoriotuloksiin verrattuna huomattavan varmalla puolella. Tälläkin tavalla tarkasteltuna koerakenne saatiin vuosikustannuksiltaan 6-7 % edullisemmaksi kuin tavanomainen rakenne.

Kokeen tuloksista voidaan päätellä, että koerakenteella saadaan suunnilleen samalla hinnalla kuin tavanomainen rakenne huomattavasti enemmän kapasiteettia liikennekuormitusta vastaan. Tällöin on mahdollista käyttää useampia kunnossapitostrategioita, koska alimmat asfalttikerrokset säilyvät ehjinä

ja mahdollistavat jyrsimisen ja pintauksen käytön pelkän uuden laatan käytön lisäksi.

Pudotuspainomittaus tehtiin tien valmistuttua lokakuussa 2000 päällysteen lämpötilan ollessa 12 °C. Perinteisen rakenteen osuudella kantavuus vaihteli välillä 488 – 838 MPa keskiarvon ollessa 651 MPa. Koerakenteen osuudella kantavuus vaihteli välillä 530 – 903 MPa keskiarvon ollessa 730 MPa. Ero kantavuudessa johtui sidottujen kerrosten paksuuserosta.

Vastemittauksissa yksittäispyörä aiheutti perinteisessä rakenteessa noin 100 % suuremmat jännitykset kantavaan kerrokseen ja venymät päällysteen alapintaan kuin koerakenteessa.

Laboratoriokokeiden mukaan koerakenteen voi odottaa kestävänsä moninkertaisen ajan perinteiseen rakenteeseen verrattuna. Vuoden seurannan jälkeen ei koeosuuksilla ollut havaittavissa yhtään vauriota /35, 10/.

Väsymiskestävä asfalttirakenne sopii tielle, missä on erittäin paljon raskasta liikennettä, jolloin tien vaurioitumismekanismi on väsyminen tai sitomattomien kerrosten urautuminen. Rakenteen edullisuutta voidaan hyödyntää vasta suurilla liikennemäärillä, koska sen minimipaksuus on suuri.

5.9 Moreenin rakeistaminen pellettoimalla

Vuonna 1995 järjestetyn TPPT -kestävän kehityksen tierakenteet -ideakilpailun voitti "Pyöreät pallerot" -ehdotus. Siinä ehdotettiin moreenin jalostamista pellettoimalla sitä sementin tai bitumin avulla /27/.

Suomen yleisin maalaji on moreeni, joka esimerkiksi pohjamoreenina peittää noin puolet maa-alastamme /28/. Sekalajitteisena maalajina moreeni sisältää vaihtelevia määriä useita eri raekokoja aina suurista lohkarkeista pieniin savi-partikkeleihin, jotka molemmat suurina määrinä esiintyessään heikentävät moreenin maarakennusteknisiä (käsiteltävyys, kantavuus, routivuus) ominaisuuksia /29/.

Kivisimpiä soramoreeneja on hyödynnetty maa- ja tierakenteissa jo useita vuosia murskaamalla /30/. Hienompirakeisten silttisten hiekkamoreenien ja silttimoreenien käyttö on rajoittunut kuivissa olosuhteissa oleviin penkereisiin ja edellytyksenä on tällöinkin ollut luiskan suojaaminen eroosiolta /29/. Ideakilpailun voittaneen ehdotuksen ajatus oli parantaa hienorakeisten moreenien käyttökelpoisuutta pienentämällä hienorakeisen lajitteen määrää niin sanotun pelletointikäsitteilyn avulla /27/.

Moreenin pelletoinnilla tarkoitetaan sen raekokojakautumaa karkeuttavaa käsittelyä sideaineella siten, että moreenin hienoainesmäärä (raekoko < 74 µm) pienenee ja raekokojakautuma karkeutuu hienoimpien partikkelien liimautuessa toisiinsa ja isompiin rakeisiin /31/.

Sekä laboratorio- että kenttäkokeissa esiseulottuja moreenilajitteita onnistuttiin karkeuttamaan sekä sementillä että bitumiemulsiolla. Sementtipelletit

hienonivat laboratoriokokeissa n. 20 % ja bitumipelletit 20-50 %:a bitumi- ja vesipitoisuudesta riippuen /32,33/.

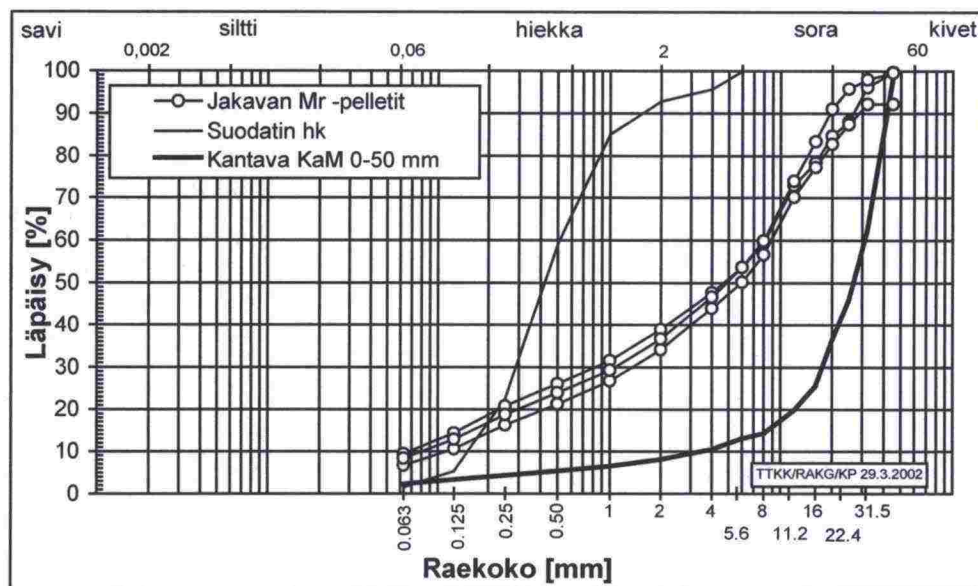
Koerakenne

Sementtisten moreenipellettien koerakenne sijaitsee mt 304 Toijala-Valkeakoski tieosan 2 jk/pp -tiellä. Koerakenteen pituus on noin 80 m. Vertailurakenteen pituus on 350 m /32/.

Taulukko 5.4. Koe- ja vertailurakenteeseen suunnitellut materiaalit, oletetut suunnittelumoduulit ja lasketut rakennekerrospaksuudet.

Rakennekerros	Materiaali	Suunnittelu- moduuli [MPa]	Rakennekerrospaksuus [mm]	
			Koerakenne	Vertailurakenne
Päällyste	Ab 16/100	2500	40	40
Kantava	KaM 0-50 mm	200	150	150
Jakava	KaM 0-50 mm Mr -pelletti	200 150	300	300
Suodatin	Hk	50	300	300

Koerakenteen jakava kerros rakennettiin peitettyssä kasassa 7 viikkoa varastoiduista pelleteistä. Vertailurakenteen jakava kerros tehtiin Kylmäkosken kalliomurskeesta 0-50 mm; muuten rakenteet olivat samanlaisia. Käytettyjen kiviainesten raekokojakautumat on esitetty kuvassa 5.15.

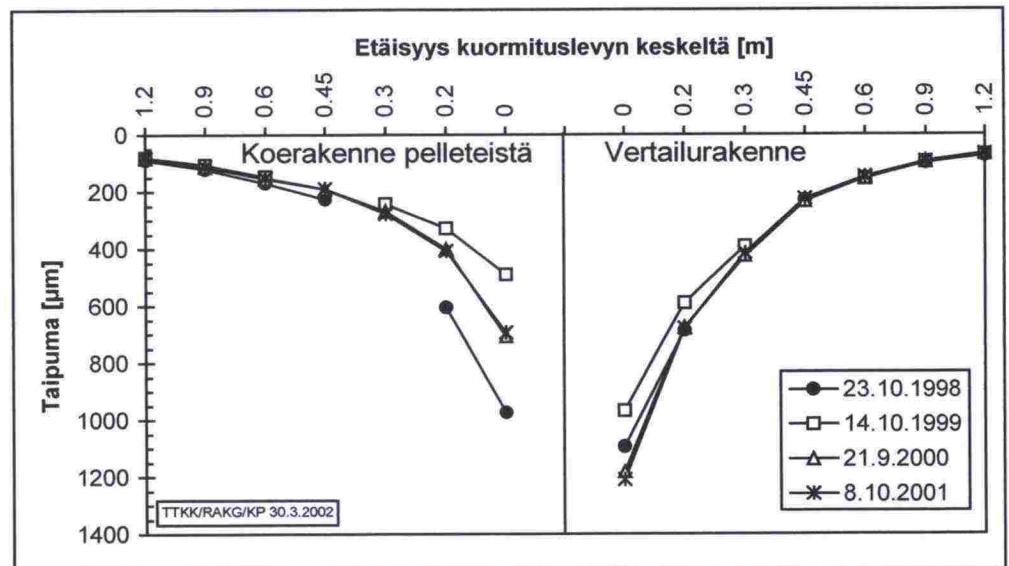


Kuva 5.15. Mr -pellettien koe- ja vertailurakenteessa käytettyjen kiviainesten raekokojakautumia.

Kerrosten paksuudet suunniteltiin perinteisellä Odemarkin ekvivalenttimenetelmällä.

Moreeni pellettoitiin betoniasemalla. Sementti ja tarvittava lisävesi sekoitettiin aseman kaksoisakselisekoittajalla 0.75 m^3 :n erissä ja pellettoitiin betoniautojen pyörivissä kuljetussäiliöissä 3 m^3 :n erissä. Moreeni ei karkeutunut aivan niin paljon ja homogeenisesti kuin vastaavissa syksyn 1997 pienempimittakaavaisissa kenttäesikokeissa. Kuormattaessa ja levitettäessä moreenipelletit toimivat sitomattoman irtonaisten kiviaineksen tavoin /32/.

Koe- ja vertailurakenteen pudotuspainolaitteella mitattuja taipumia on vertailtu kuvassa 5.16. Heti päällystämisen jälkeen tehdyssä ensimmäisessä seurantamittauksessa 23.10.1998 moreenirakenteen taipumat olivat jo hie-
man pienempiä kuin vertailurakenteen taipumat. Myöhemmissä mittauksissa näkyi selvästi moreenipellettirakenteen lujittuminen /34/.



Kuva 5.16. Mr -pellettikoerakenteen ja vertailurakenteen taipumat eri ajankohtina pudotuspainolaitteella mitattuna.

Moreenin pelletoinnin kenttäkoe osoitti, että moreenin karkeuttaminen sementillä onnistuu paitsi laboratoriossa, niin myös suuremmassa mittakaavassa. Karkeutuminen ei tällöin ole kuitenkaan välttämättä niin voimasta ja homogeenista kuin laboratoriossa. Valmiissa rakenteessa moreenipelletti-kerros on alkanut toimia sidotun kerroksen tavoin. Koerakenteen E2 -arvo on kahtena viimeisenä seurantavuotena ollut noin 70 %:a vertailuosuutta suurempi /34/.

Kirjallisuus

- /1/ Markku Tammirinne: Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus. TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus. Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 7/2002.
- /2/ Laukkanen, K., Leivo, M., Seppänen, P, Bitumi-sementti-massakomposiittien soveltuvuus tien päällysrakenteeseen. Espoo 1994, TPPT Väliraportti M1, VTT Yhdyskuntatekniikka, tutkimusraportti 253.
- /3/ Laukkanen, K., Leivo, M., Bitumi-sementti-massakomposiittien soveltuvuus tien päällysrakenteeseen. Espoo 1995, TPPT Väliraportti nro M5, VTT Yhdyskuntatekniikka.
- /4/ Laukkanen, K., Leivo, M., Bitumi-sementti-massakomposiittien soveltuvuus tien päällysrakenteeseen 3. Espoo 1996, TPPT Väliraportti nro M6, VTT Yhdyskuntatekniikka.
- /5/ Laukkanen, K., Leivo, M., Bitumi-sementti-massakomposiittien soveltuvuus tien päällysrakenteeseen 4. Espoo 1997, TPPT Väliraportti nro M9, VTT Yhdyskuntatekniikka.
- /6/ Laukkanen, K., Leivo, M., Bitumi-sementti-komposiittien ominaisuudet ja tutkimusmenetelmät. Tielaitoksen selvityksiä 42/1999
- /7/ Laukkanen, K., Pihlajamäki, J., Pienimäki, M., Sikiö, J., Nakkilan stabilointikoetie. Espoo 1999, TPPT Koerakenteiden rakentaminen, seuranta ja tulokset, Kohderaportti. VTT Yhdyskuntatekniikka.
- /8/ Laukkanen, K., Pienimäki, M., Pihlajamäki, J. VT 19 Seinäjoki. Komposiittirakenne. Koerakennusraportti TPPT 30. 2002.
- /9/ Peltonen P., Laaksonen R. Bitumistabiloidun massan ominaisuudet ja testausmenetelmät. TPPT-loppuraportti. Tielaitos, Tuotanto/konsultointi. Helsinki 1998.
- /10/ Kivikoski, H., Pihlajamäki, J., Tammirinne, M. TPPT koerakennuskohteet. Tulokset. Tiehallinto 8/2002
- /11/ Laukkanen, K., Pihlajamäki, J., Pienimäki, M., Sikiö, J. PT 12895 Nakkila. Komposiittirakenne. Koerakennusraportti TPPT 28.2002.
- /12/ Alkio, R., Juvankoski, M., Korkiala-Tanttu, L., Laaksonen, R., Laukkanen, K., Petäjä, S., Pihlajamäki, J., Spoof, H. Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille. Tiehallinnon selvityksiä 66 /2001
- /13/ Tierakenteen mitoituksen lähtötietojen hankkiminen. TPPT Menetelmäkuvaus 21.
- /14/ Kuormituskestävyysmitoitus - Päällysrakenteen väsyminen. TPPT Menetelmäkuvaus 17.

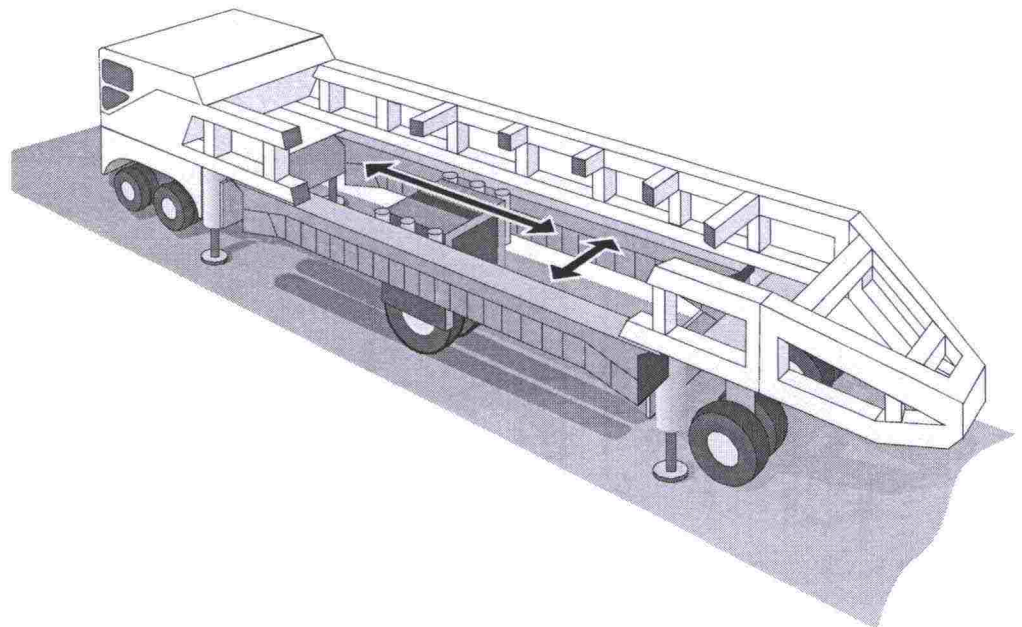
- /15/ Liikennerasituksen laskeminen. TPPT Menetelmäkuvaus 3.
- /16/ Kolisoja, P. Sitomattomien materiaalien moduulit. Vuoden 1995 ko-
keet. Tielaitoksen selvityksiä 34/1996.
- /17/ Räty P., Pursiainen J. Akselimassatutkimus1998. TIEL:n julkaisuja.
Helsinki 1999.
- /18/ Pursiainen J., Ajoneuvojen ekvivalentit 2009 akselimassatutki-
mus1998-raportin aineistosta. Helsinki 2001. 8s.
- /19/ Palvelutasomittaus (PTM) tien rakenteen parantamisen suunnitte-
lussa. TPPT Menetelmäkuvaus 16
- /20/ Pudotuspainolaitemittaus (PPL-mittaus). TPPT Menetelmäkuvaus 1
- /21/ Tien vauriokartoitus ja vaurioiden kuvaus. TPPT Menetelmäkuvaus
15
- /22/ Tien rakennekerrostutkimukset. TPPT Menetelmäkuvaus 13
- /23/ Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muo-
donmuutosten laskenta. TPPT Menetelmäkuvaus 2
- /24/ TIEL Teiden suunnittelu. Tien rakenteet, kansio 4 B. TIEL:n julkai-
suja 1984.
- /25/ PARIS - Performance Analysis of Road Infrastructure, Final Report
for Publication. European Commission, RO-96-SC.404, Brussels,
Belgium, 1999.
- /26/ Belt, J., Lämsä, V-P., Ehrola, E. Kevytpäällysteisten teiden raken-
teen parantaminen. Mitoitusmenettely. Tiehallinnon selvityksiä
85/2001
- /27/ Kestävän kehityksen tierakenteet – Ideakilpailu. Tielaitoksen selvi-
tyksiä 58/1995. Helsinki 1995.
- /28/ Palmu, J-P. Moreenimuodostumien inventointi. Esitutkimus Pohjois-
Uudenmaan ja Etelä-Hämeen alueella. Suomen ympäristö 292.
Ympäristöministeriö. Helsinki 1999.
- /29/ Moreeni ja sen käyttö. Tielaitoksen selvityksiä 20/1993. Geokeskus
Oulun kehitysyksikkö. Oulu 1993.
- /30/ Moreenin jalostaminen. Tielaitoksen selvityksiä 77/1993. Geokes-
kus. Oulun kehitysyksikkö. Oulu 1993.
- /31/ Suni, H., Moreenin jalostaminen pellettoimalla. Loppuraportti. Tie-
laitoksen selvityksiä 18/1998. Tuotanto. Konsultointi. Helsinki 1998.
- /32/ Pylkkänen, K. Moreenin rakeistaminen pellettoimalla. Pellettien pak-
kasenkestävyys, kenttäkoe ja koerakenne. Julkaisematon raportti-
luonnos 31.12.1998. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Raken-
nusgeologian laboratorio. Tampere 1998.

- /33/ Pylkkänen, K. Moreenin rakeistaminen pelleteimalla. Laboratoriotutkimus ja kenttäkoe bitumisella sideaineella. Julkaisematon työraportti 19.3.2001. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Rakennusgeologian laboratorio. Tampere 2001.
- /34/ Pylkkänen, K. Moreenin rakeistaminen pelleteimalla. Kenttäkoe, koerakenne 1998 ja sen seuranta 1998-2001. Julkaisematon yhteenvetoraportti 14.5.2002. Tampereen teknillinen korkeakoulu. Rakennusgeologian laboratorio. Tampere 2002.
- /35/ Leinonen, S., Sikiö, J., Pihlajamäki, J. Kehä II. AB(B200) + ABS (Gilsonite) + SMA. Koerakennusraportti TPPT 26. 2002
- /36/ Pihlajamäki, J. & Sikiö, J. HVS Nordic Research Report No 2 (Tests 9-10. High trafficked pavements on Ring Road II). Finnra Reports 29/2001

6 HVS-NORDIC KOETIEKONE

6.1 Johdanto

Koetiekoneella voidaan testata tierakenteet täysmittakaavaisesti säädeltävissä olosuhteissa ja liikennekuormituksen suhteen nopeutetusti. Koetiekoneella saadaan tieto tierakenteen kestävydestä muutamassa kuukaudessa, kun se tavanomaisilla normaalin liikenteen kuormittamilla koeteillä veisi parikymmentäkin vuotta. Menetelmänä koetiekone on yhteys päällysrakenteen laboratoriotutkimusten ja koeteiden välillä.



Kuva 6.1. HVS-NORDIC koetiekone (kuva Ingemar Franzén, Ny Teknik)

6.1.1 HVS-NORDIC:in ominaisuudet

Laitekokonaisuuden ulkomitat ovat: pituus 23 m, leveys 3.7 m, korkeus 4.2 m ja paino on 46 t. Kuormitusalueen pituus on 8 m ja leveys 1.5 m:iin asti. Kuormittavana pyöränä voidaan käyttää sekä perinteistä paripyörää että yksittäispyörää. Pyöräpaino voi olla 20 - 110 kN vastaten akselipainoa 4 - 22 tonnia ja kuormittavan pyörän nopeus on 1 - 12 km/h. Lisäksi laitteessa kuormitukselle voidaan antaa dynaaminen lisäkuorma simuloimaan tien epätasaisuudesta aiheutuvia lisärasituksia.

HVS-NORDIC-koetiekoneen yksi merkittävä ominaisuus useihin muihin koetiekonetyppeihin nähden on se, että kuormittavan pyörän kulkusuunta on suoraan "tielinjan suuntaisesti". Kuormittavan pyörän sivuttaisliikkeeksi voidaan valita millainen jakautuma tahansa 1.5 m leveydellä. Kuormitus voi-

daan tehdä yksisuuntaisena tai molempiin suuntiin, jolloin kuormitusnopeus on kaksinkertainen.

Laitteeseen kuuluu oleellisena osana lämmitys-/jäähdytysyksikkö, jolla testattava tierakenne voidaan pitää halutun lämpöisenä. Se on välttämätöntä, jotta Pohjoismaiden ilmastossa saadaan kaikki testattavat rakenteet vertailukelpoisiin olosuhteisiin. Tämä ominaisuus on liikuteltavissa koetiekoneissa ensimmäisenä maailmassa HVS-NORDIC:issa.

Koetiekonetta voidaan käyttää jatkuvasti 24 tuntia vuorokaudessa. Jatkuvan kuormituksen maksiminopeus on 12 km/t. Suurin kuormitusnopeus edestakaisella kuormituksella on 25 000 kuormitusta vuorokaudessa ja 750 000 kuormitusta kuukaudessa.

Koetiekoneen hankinnan yhteydessä rakennettiin Otaniemeen kaksi koealasta, joihin voidaan rakentaa paksuudeltaan täysmittakaavaisia tierakenteita. Altaiden leveys on pohjalta 3 m ja pinnalta 4 m, pituus 32 m (+ 16 m luis-ka) ja syvyys 2,5 m (kuva 6.2) Altaissa voidaan vaihdella vedenpinnan tasoa tierakenteiden kosteustilan muutosten aikaansaamiseksi.



Kuva 6.2. VTT:n koeallas Espoon Otaniemessä

6.1.2 Suomalais-ruotsalainen yhteistyö

Koetiekone hankittiin v. 1997 yhdessä ruotsalaisten kanssa. Osapuolina kummastakin maasta ovat kansalliset tietutkimuslaitokset ja tielaitokset. Ruotsalaisten kanssa on perustettu vuosiksi 1997 - 2003 yhteistyöprojekti, jonka tutkimukset palvelevat molempien maiden tarpeita. Tutkimuksia varten on tehty yhteinen tutkimusohjelma, jolla varmistetaan tutkimusten hyödynnettävyys molemmissa maissa. Ohjelma sisältää koerakenteiden laadunval-

vonnan, instrumentoinnin, mittaukset, havainnot, kuormitusparametrit ja tulosten analysoinnin ja raportoinnin. Kaikki testejä koskevat rakentamis- ja mittaustiedot tallennetaan yhteiseen tietopankkiin osapuolten käytettäväksi myöhemmissä analysoinneissa.

6.1.3 Koetiekoneen käyttö tierakenteiden kehittämisessä

Koetiekoneella tehtävät testaukset ovat keskeisessä osassa hankittaessa tutkittua tietoa ja informaatiota tierakenteiden kuormituskestävyydestä. Tätä tietoa tarvitaan mallinnettaessa tierakenteen käyttäytymistä liikenteen kuormittamana ja arvioitaessa etukäteen tien kestoikää. Koetiekonetta voidaan käyttää mm. sellaisten tierakenteiden testaukseen, joissa käytetään uusia materiaaleja. Erityisen hyvin koetiekone soveltuu erilaisten tierakenteiden vertailuun.

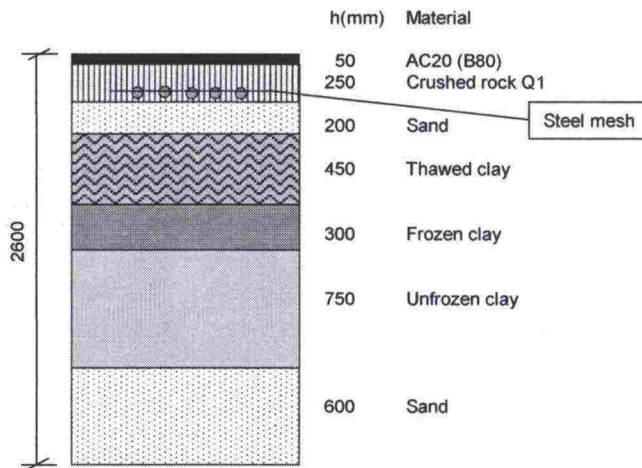
Koetiekoneella saadaan selvitettyä liikennekuorman vaikutusta tien päällysteeseen ja rakennekerrokseen ja saadaan selville tierakenteen vaurioitumismekanismit. Mutta koska koe on nopeutettu, ilmastotekijöiden pitkäaikainen vaikutus pitää arvioida muulla tavoin. Koeolosuhteita muuttamalla saadaan kylläkin suuntaa-antavaa tietoa sääolosuhteiden vaikutuksesta vaurioitumiseen.

6.2 Tutkimusesimerkit: Routarakenne

6.2.1 Koerakenteet

HVS-kokeiden tavoitteena oli tutkia routivalla maapohjalla olevan kevytpäällysteisen tien käyttäytymistä roudan sulamisvaiheessa liikennekuormituksen alaisena /1, 2/. Lisäksi tavoitteena oli verrata tavanomaisen tierakenteen ja raudoituksella vahvistetun tierakenteen toimintaa.

Kolme samanlaista tierakennetta tehtiin Otaniemen koealtaaseen, jossa pohjaveden pinnan säätely oli mahdollista. Pohjamaa oli routivaa kuivakuorisavea. Tämän päälle tehtiin jakava ja kantava kerros sitomattomista materiaaleista ja kulutuskerrokseksi asfalttibetoni kuvan 6.3 mukaan. Yhdelle koeosuudelle asennettiin vahvisteeksi teräsverkko kantavaan kerrokseen.



Kuva 6.3. Raudoitettu HVS-koerakenne.

Koerakenteisiin asennettiin venymäantureita päällysteen ylä- ja alapintaan sekä pitkittäin että poikittain kuormitussuuntaan nähden. Lisäksi eri kerrokseen asennettiin paineantureita ja päällysteen pintaan taipuma-anturi. Savikerrokseen asennettiin lisäksi kosteus-, huokospaine- ja lämpövuoaantureita. Koko rakenteen lämpötilan pystyprofiiliin mittaamiseksi kerrokseen asennettiin termopareja.

6.2.2 Koeohjelma

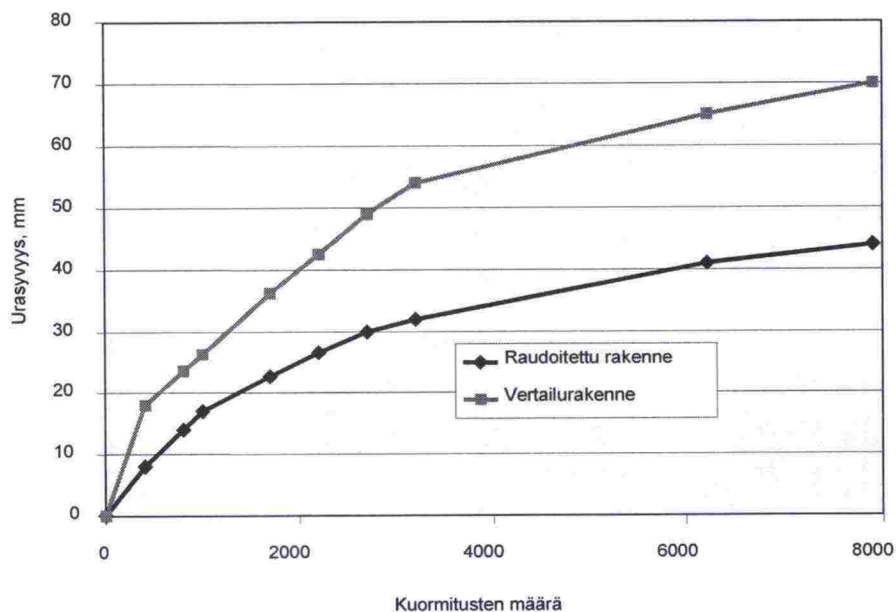
Koerakenteiden annettiin jäätyä ensin luonnollisesti talven aikana. Leudon talven takia lopputalvesta rakenteita jäähdytettiin pinnasta keinotekoisesti niin, että routaraja saatiin 1.4 m syvälle. Tämän jälkeen roudan annettiin sulaa niin, että savikerroksen pinnasta oli 0.5 m sulaa. Koerakenteet kuormitettiin tässä sulamisvaiheessa.

Testien alussa tehtiin vastemittauksia eri kuormitusparametrien arvoilla. Ensimmäinen koe kuormitettiin 50 kN paripyörällä ja kaksi jälkimmäistä 40 kN paripyörällä. Kaikissa kokeissa käytettiin yksisuuntaista kuormitustapa.

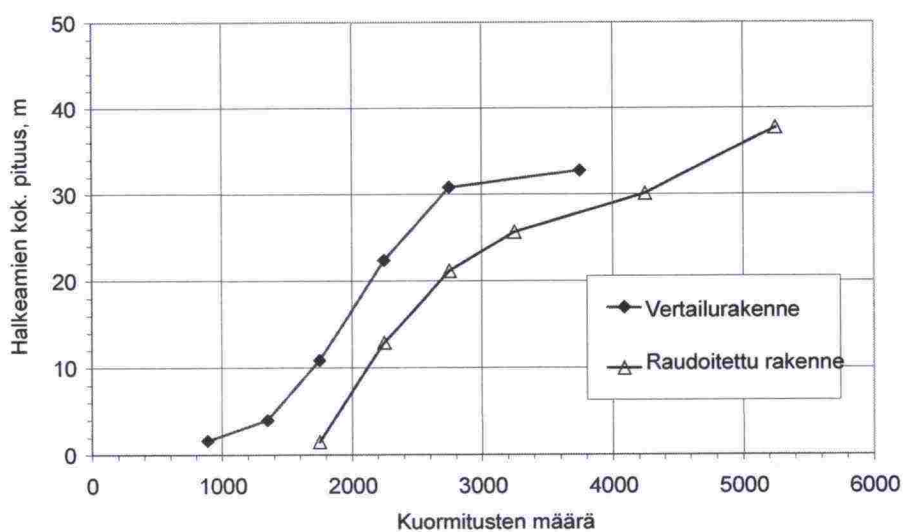
6.2.3 Koetulokset

Ensimmäistä rakennetta kuormitettiin 50 kN pyöräpainolla ja rakenne särkyi muutaman tuhannen ylityksen jälkeen yli 100 mm uran seurauksena. Tästä syystä toinen ja kolmas rakenne kuormitettiin pienemmällä pyöräpainolla. Näiden kokeiden tuloksena kuvassa 6.4 on esitetty urautuminen, joka raudoitettulla rakenteella on selvästi pienempää kuin raudoittamattomalla rakenteella. Samaan urasyvyyteen kuormitettuna raudoitettu rakenne kesti 150 % enemmän kuormituksia kuin tavanomainen rakenne.

Raudoitettun rakenteen pintaan syntyi myös vähemmän halkeamia tai samaan halkeamamäärään tarvittiin enemmän kuormituksia (kuva 6.5).



Kuva 6.4. Urautuminen kuormitustoistojen funktiona. Routiva HVS-koerakenne.



Kuva 6.5. Halkeamat kuormitustoistojen funktiona. Routiva HVS-koerakenne

Kirjallisuus

- /1/ Kangas, H., Onninen, H. & Saarelainen, S. Testing of a pavement on thawing, frost-susceptible subgrade with the heavy vehicle simulator. Finnra Reports 31/2000.
- /2/ Kangas, H., Onninen, H. & Saarelainen, S. Koetiekoneen routiva koerakenne. TPPT Työraportti nro RA 10. Espoo 1999

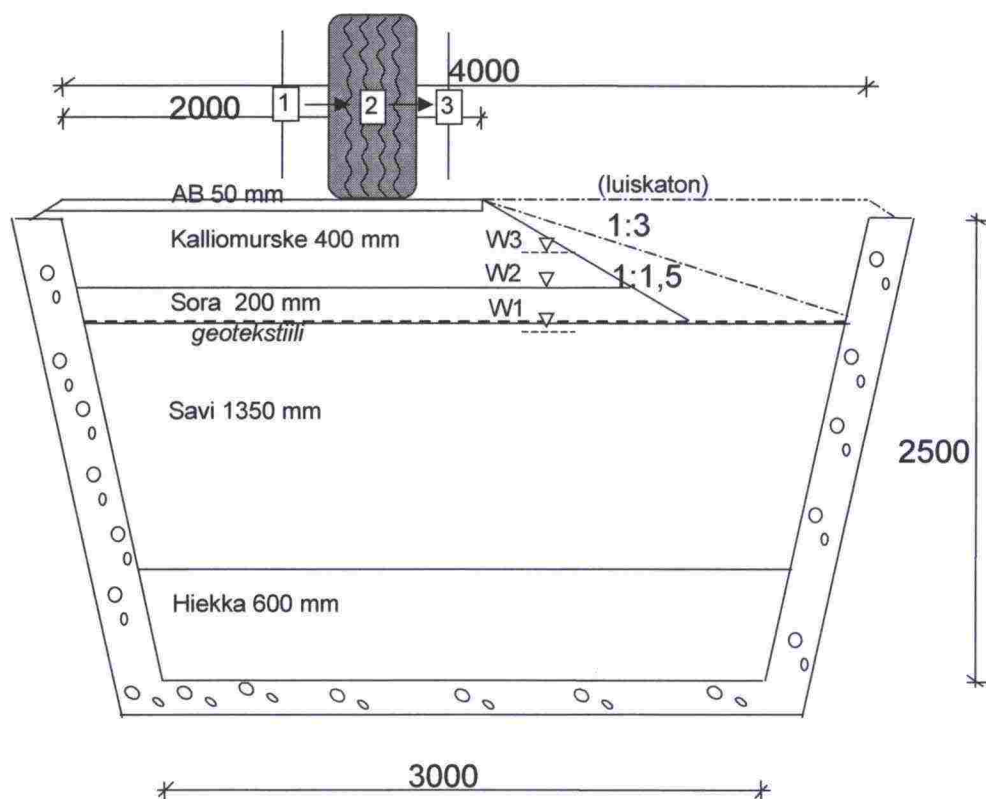
6.3 Tutkimusesimerkit: Luiskattu rakenne

6.3.1 Kokeen tavoitteet

HVS-kokeet /1/ olivat osa "Kevytpäällysteisten teiden vaurioitumismallien ja mitoitusmenetelmien kehittäminen"-projektia. Kokeiden tavoitteena oli tutkia tien poikkileikkauksen, ennen kaikkea luiskan sekä kuormituksen sijainnin vaikutusta tierakenteen pysyviin muodonmuutoksiin eli urautumiseen rakennekerroksissa. Koetulosten käyttötarkoitus oli projektissa kehitettyjen mitoitusmenetelmien ja laskentamallien verifiointi.

6.3.2 Koerakenteet

Testattuja rakenteita oli kolme: luiskaton rakenne, loivaluiskainen (1:3) rakenne ja jyrkkäluiskainen (1:1,5) rakenne. Koerakenteet mitoitettiin vastaamaan alemman tieverkon rakenteita. Rakenteiden kokonaispaksuus oli 650 mm. Ohuen AB-päällysteen (50 mm) alla oli 400 mm paksuinen kalliomurske-keesta rakennettu kantava kerros. Sen alla oli 200 mm sorakerros ja pohjana oli kuivakuorisavea. Luiska ulottui savikerroksen pintaan (kuva 6.6).



Kuva 6.6. Luiskattujen rakenteiden HVS-koerakenne. Periaatekuva

Koerakenteet instrumentoitiin siten, että mittaustuloksilla voitiin seurata pysyviä ja hetkellisiä muodonmuutoksia eri rakennekerroksissa sekä vaaka- että pystysuuntaan. Lisäksi seurattiin maanpaineita, huokosvedenpaineita,

vesipitoisuutta ja kantavuuksia rakennekerroksissa. Rakennekerroksista otettiin näytteitä ja niistä tehtiin koekappaleet, joista määritettiin muodonmuutosominaisuudet kolmiakselikokeilla.

6.3.3 Koeohjelma

Kuormittavana pyöränä käytettiin yhtä yksittäistä pyörää ns. super single-pyörää ja kuormaa lisättiin portaittain: 30, 40 ja 50 kN. Pyörän sijaintia siirrettiin kuormitusportaan aikana siten, että kuormitus sijaitti 550, 850 ja 1050 mm etäisyydellä luiskun reunasta. Pohjaveden pinnan taso oli kokeen alussa kuivakuorisavassa noin 50 mm sorakerroksen alapuolella (W1). Kokeen edetessä 50 kN kuormitusportaalte veden pintaa nostettiin murskekerroksen pohjaan (W2) ja luiskallisissa rakenteissa vielä tästäkin 200 mm ylemmäksi (W3).

6.3.4 Koetulokset

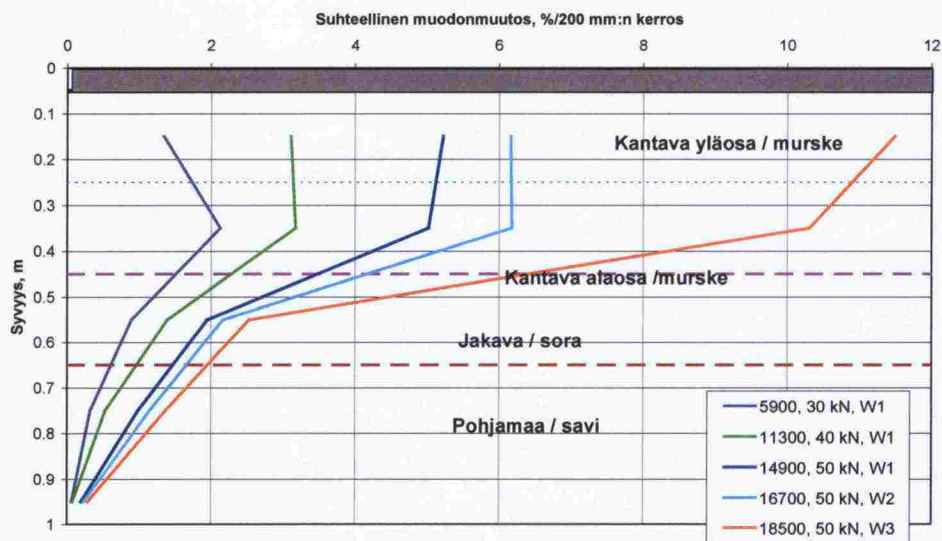
Pysyvien muodonmuutosten jakaantuminen eri rakennekerroksissa.

Pysyvistä muodonmuutoksista 76 - 83 % tapahtui 400 mm paksuisessa kantavassa kerroksessa ja muodonmuutos jakaantui suurin piirtein tasan kantavan kerroksen yläosan ja alaosan kesken. Päälyste oletettiin kokoonpuristumattomaksi. Sorakerroksen osuus rakenteen pinnan painumista oli noin 10 - 13 % ja pohjamaan yläosien (400 mm) osuus 5 - 6 %. Rakenteissa tapahtui merkittäviä pysyviä muodonmuutoksia ja voidaankin otaksua, että jyrkkäluiskaisella rakenteella kuormitusilanne oli varsin lähellä murtotilaa. Rakenteen vauriot kokeen aikana olivat selvästi havaittavia.

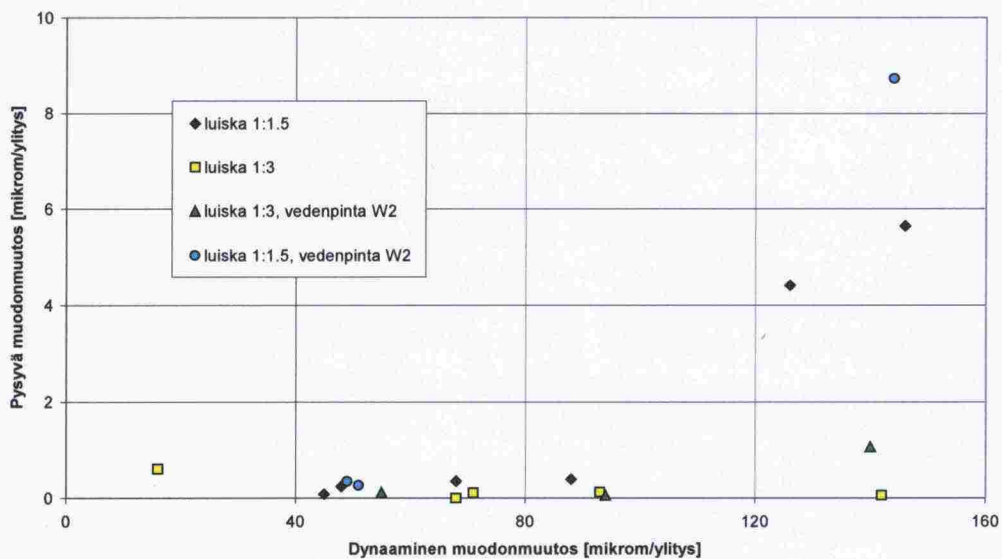
Kuvassa 6.7 on esitetty pystysuuntaiset suhteelliset muodonmuutokset 1:1,5 luiskun tapauksessa 200 mm kerroksille eri kuormituksilla ja vedenpinnan tasoilla. Merkittävä osuus muodonmuutoksista keskittyy kantavan kerroksen ylä- ja alaosaan. Murtopinta kehittyy suurimpien muodonmuutosten kohdalle ja jatkuu luiskaa kohti. Jyrkkäluiskaisen rakenteen luiskassa tehdyt sivusuuntaiset siirtymämittaukset vahvistavat tätä käsitystä. Loivaluiskaisessa rakenteessa suurimmat sivusuuntaiset siirtymät havaittiin rakenteen pinnalla, eikä rakenteeseen muodostunut yhtä selvää murtopintaa kuin jyrkkäluiskaisessa rakenteessa.

Pysyvien muodonmuutosten suhde dynaamisiin muodonmuutoksiin.

Pysyvien muodonmuutosten kehittymistä suhteessa dynaamisiin muodonmuutoksiin (pyörän kuormituspulssin aiheuttama palautuva muodonmuutos) tarkasteltiin sekä pystysuuntaisille että vaakasuuntaisille siirtymille (kuva 6.8). Pysyvät muodonmuutokset pysyvät kohtuullisina tiettyyn kynnysarvoon asti, jonka jälkeen ne kasvoivat merkittävästi. Tätä kynnysarvoa voidaan verrata maan myötölujuuteen, jonka ylittymisen jälkeen pysyvät muodonmuutokset kasvavat. Rakenteet tuleekin pyrkiä mitoittamaan siten, että pysytään tämän kynnysarvon alapuolella.



Kuva 6.7. Suhteellisten muodonmuutosten kehittyminen eri kuormilla ja vedenpinnan tasoilla eri rakennekerroksissa (luiska 1:1,5)



Kuva 6.8. Dynaamisten ja pysyvien vaakasiirtymien suhteet murskekerroksen alaosassa eri luiskan kaltevuuksilla.

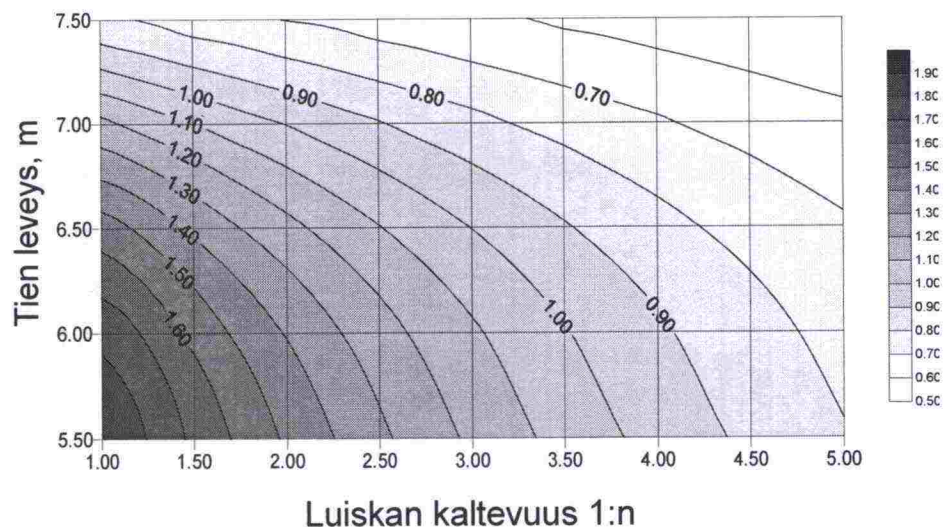
Geometriakerroin.

Kevytpäällysteisten teiden mitoituksessa (luku 5 ja /2/) käytettävää harjanteen kasvunopeutta kuvaava geometriakerroin määritettiin HVS-kokeiden mittaustuloksista. Tämän kertoimen avulla voidaan arvioida eri luiskakaltevuuksien ja tien leveyksien vaikutusta tierakenteen urautumiseen (harjanteiden muodostumiseen). Geometriakerroin (GEOM) määritetään kaavalla (6.1) kuitenkin siten, että sen arvo on vähintään 0.5 (kuva 6.9).

$$GEOM = 0.407 + \frac{-0.273 \cdot B^2 + 2.785 \cdot B - 4.971}{2.7^{(kalt/3)}} \geq 0.5 \quad (6.1)$$

B tien leveys, m
kalt luiskan kaltevuus, 1:kalt

GEOM-kerroin



Kuva 6.9. Geometriakerroin.

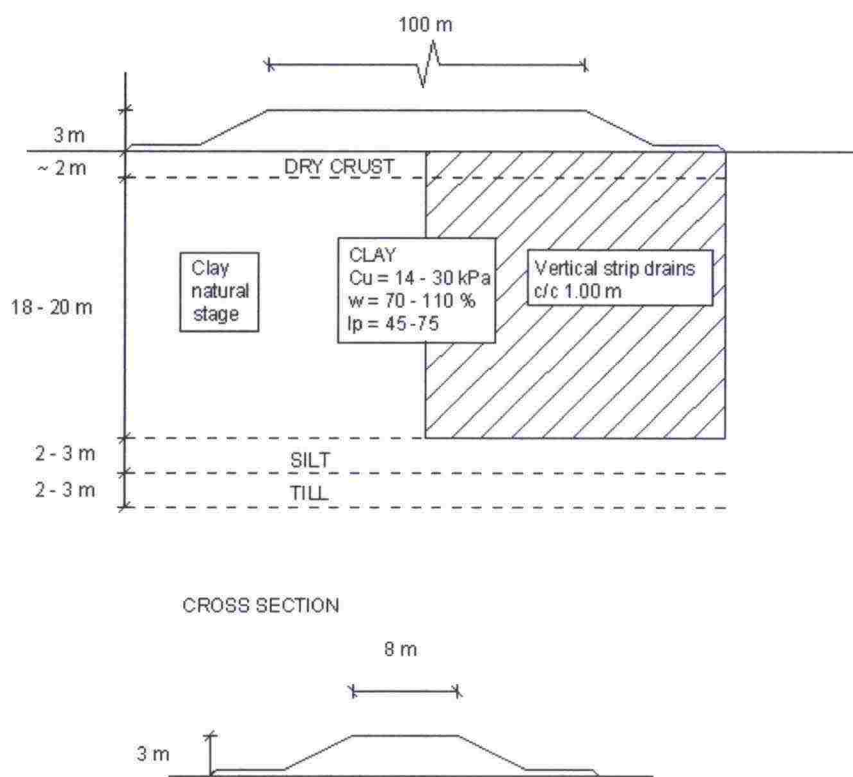
Kirjallisuus

- /1/ Korkiala-Tanttu, L., Jauhiainen, P., Halonen, P., Laaksonen, R., Juvankoski, R. & Kangas, H. Luiskatun tierakenteen urautuminen. Kevytpäällystetutkimus. HVS-NORDIC koerakenteet. Tiehallinnon selvityksiä 33/2002
- /2/ Belt, J., Lämsä, V.P., Ehrola, E. Kevytpäällysteisten teiden rakenteen parantamisen mitoitusmenettely. Tiehallinnon selvityksiä 85/2001.

7 MUITA TUTKIMUKSIA

7.1 Painumalaskentakilpailu

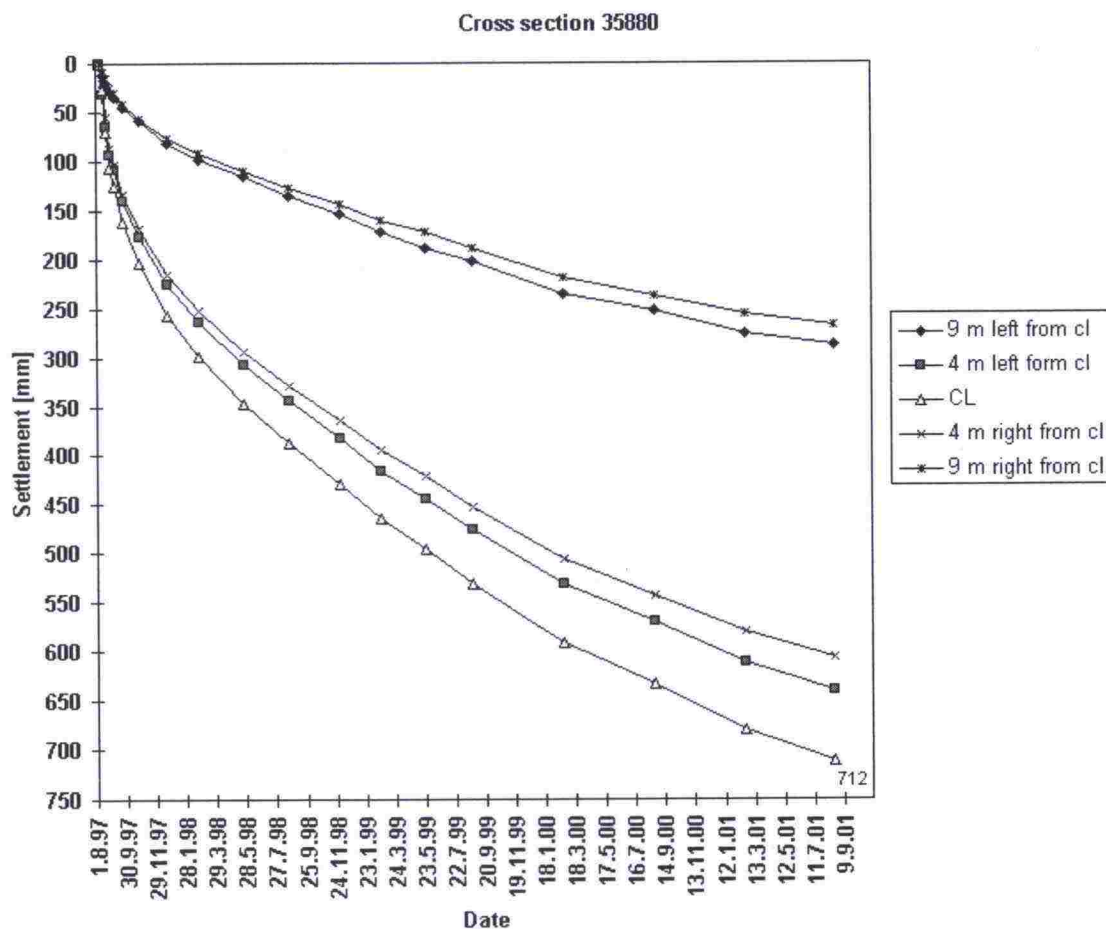
Tielaitos järjesti vuonna 1997-1999 kansainvälisen painumalaskentakilpailun, jossa tehtävänä oli laskea 23 m paksun, lievästi ylikonsolidoituneen savikon varaan rakennetun koepenkereen maapohjaan aiheuttamia painumia, siirtymiä ja huokosvedenpaineita. Haarajoelle rakennettiin vuoden 1997 elokuussa 3 m korkea ja 100 m pitkä koepenger (kuva 7.1). Puolet koepenkerestä rakennettiin maanvaraiseksi ja puolet pystyjoitetun ($k/k=1,00$ m) maapohjan varaan. Kilpailun tarkoituksena oli selvittää ja parantaa tien-suunnitteluun liittyvien perinteisten painumalaskelmien tasoa sekä myös laskentatulosten esittämistapaa.



Kuva 7.1. Haarajoen koepenkeren mitat ja pohjasuhteet

Koepenger on hyvin instrumentoitu ja painumia, sivusiirtymiä ja huokosvedenpaineita on mitattu penkereen rakentamista edeltävästä luonnontilasta lähtien jo neljän vuoden ajan. Penger on osa pysyvää meluvallia ja mittauksia jatketaan edelleen. Mittaustulokset on jatkuvasti nähtävissä Tiehallinnon kotisivuilla <http://www.tiehallinto.fi/tkohj/strprojektit.htm>. Kilpailutulokset ja tiedot penkereestä on julkaistu Tiehallinnon raportissa /1/.

Painumalaskentakilpailun laskenta-aika oli 2 vuotta ja tänä aikana maanvarainen penger oli painunut 32 cm ja pystyöjitettu penger 53 cm. Neljän vuoden jälkeen mitatut painumat olivat vastaavasti 42 m ja 71 cm. Myös pystyöjitettu penkereen osa painuu edelleen nopeasti, eikä painumahavainnoista voida päätellä primaaripainuman päättyneen vielääkään (kuva 7.2).



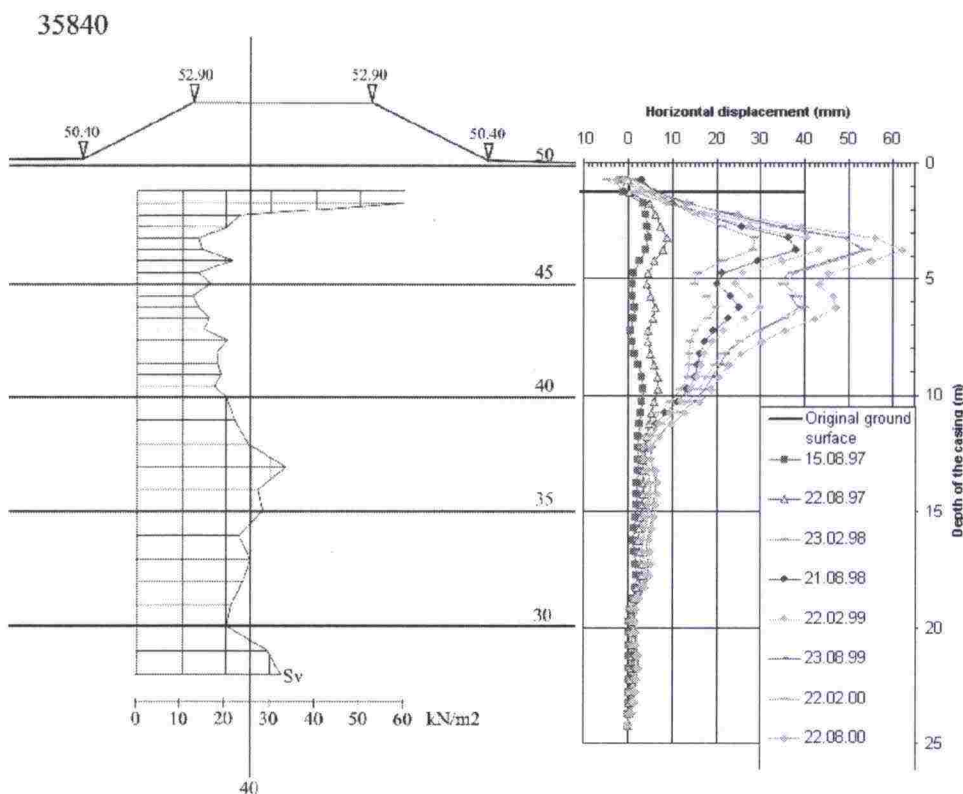
Kuva 7.2. Painuma-aika havainnot (ylempi maanvarainen, alempi pystyöjitettu), Haarajoki.

Ensimmäisessä kilpailuvaiheessa kilpailijoilla oli käytettävissään tavanomaiset kairaustulokset sekä runsaasti savikerrosten luokituskoetuloksia ja ödometrikoetuloksia. Ensimmäinen vaihe olikin ajateltu tehtäväksi lähinnä tavanomaisilla laskentamenetelmillä. Toisessa vaiheessa annettiin kilpailijoille myös suuri määrä kolmiakselikoetuloksia myös esim. numeeristen menetelmien käyttämistä silmälläpitäen. Kilpailuvastauksia tuli n. 15 kappaletta ja vastaukset sekä kilpailun tulokset on myös julkaistu Tiehallinnon kotisivuilla.

Painumalaskentakilpailun tulokset hajaantuivat hyvin paljon. Kilpailuvastauksissa oli käytetty useita erilaisia laskentamenetelmiä perinteellisestä tangenttimoduulimenetelmästä alkaen uusimpiin elementtimenetelmäohjelmiin asti. Klassisilla menetelmillä saatiin kohtuullisen hyviä painumaennusteita, vaikka kaikki kilpailijoiden tekemät oletukset (painuvan kerroksen pak-

suus, konsolidaatiotila) eivät olleetkaan täysin perusteltuja. Selvästi havaittavissa oli kilpailijoiden paikallistuntemuksen ja tutun laskentamenetelmän tuoma hyöty.

Pystyöjitetun penkereen laskenta osoittautui ongelmalliseksi eivätkä mitaustuloksetkaan ole kovin helppoja tulkita, sillä jatkuuhan primääripainuma edelleen 4 vuoden jälkeen. Suurin kahden vuoden painumaennuste oli n. 2 metriä. Numeerisilla menetelmillä oli tehty myös kohtuullisen tarkkoja ennusteita sivusiirtymistä ja huokosveden paineen kehittymisestä.



Kuva 7.3. Penkereen poikkileikkaus ja mitatut sivusiirtymät. Haarajoki

Kilpailun jälkeen TKK:lla tehdyssä lujittumistutkimuksessa [2] yritettiin selvittää pystyöjitetun penkereen "omituista" käyttäytymistä, mutta mitään yksikäsitteistä selitystä ei onnistuttu löytämään. Lievästi ylikonsolidoitunut maapohja, jossa useimmissa kerroksissa esikonsolidaatiopaine ylittyy niukasti, on eräs selittävä tekijä. Haarajoen savi on erittäin sensitiivistä, jolloin häiriintyminen pystyöjitusta asennettaessa saattaa vaikuttaa painumisnopeuteen.

Haarajoen koepenkereen painumalaskentakilpailun tulokset jäivät eräällä tavalla vaatimattomiksi, mutta useita hyviä kokemuksia kuitenkin saatiin. Koko laskentakilpailuhankkeen merkittävimpana pysyvänä tuloksena on erinomainen havaintokohde ja sen mittausaineisto. Hanke onkin herättänyt runsaasti kiinnostusta myös kansainvälisesti. Kyselyjä on tullut mm. USA:sta, Kana-

dasta ja Ranskasta ja siellä Haarajoen aineistoa ja tuloksia on käytetty yliopistoissa ja korkeakouluissa laskentaohjelmien ja maan mekaanisten mallien testaukseen.

Tuloksia käytetään jatkossakin uusien laskentamenetelmien testaamisessa. Vastaavanlainen koepenger on rakennettu Seinäjoen Murroon v. 1993, jossa 2 m korkea pengeri on 8 vuodessa painunut n. 80 cm /3/. Näistä koepenkereistä saatavia tuloksia käytetään pitkäaikaisissa maan mekaanista mallintamista ja painumalaskentaa koskevissa tutkimusprojekteissa TKK:lla.

Kirjallisuus

- /1/ Haarajoen koepenkereen painumalaskentakilpailu. Loppuraportti. Tiehallinnon selvityksiä 54/2001.
- /2/ Vepsäläinen, P., Lojander, M. & Koskinen, M. Haarajoen koepenger. Maaperän lujittumistutkimus. Tiehallinnon selvityksiä 18/2002.
- /3/ Koskinen, M., Vepsäläinen, P. & Lojander, M. Modelling of anisotropic behaviour of clays. Test embankment in Murro, Seinäjoki, Finland. Finnra Reports 16/2002. Helsinki 2002

7.2 Uusiomateriaalit tierakenteissa

Uusiomateriaalien (teollisuuden sivutuotteiden) käyttöä tie- ja maarakenteissa tutkittiin ja kehitettiin S4:n toteuksen aikana Tekesin johtamassa ympäristögeotekniikka-ohjelmassa (1994-99) /1, 2, 3, 4, 5/. Tuloksena oli uusia rakenneratkaisuja ja ohjeita materiaalien tutkimisesta niiden käytön edistämiseksi. Uusiomateriaalien potentiaalisimpana käyttökohteena nähtiin tierakentaminen. Hyvin käyttökelpoisiksi materiaaleiksi ovat osoittautuneet mm. betonimurske (BetorocTM), masuunihiekka, tietyin varauksin kivihiihenpolton lentotuhka, rengasrouhe ja asfalttirouhe /6,7,3/.

Betonimurske valmistetaan murskaamalla ontelolaattatehtaiden betonijätettä ja rakennusten purkutyömailta tulevaa lajiteltua jätettä. Betonimurskeet (BetorocTM) jaotellaan raaka-aineen perustella neljään luokkaan ja jokaiselle luokalle on omat laatuvaatimuksensa (rakeisuus, puristuslujuus, routivuus, materiaalin puhtaus). Työmaalla murskeen tiivistys on suoritettava lähellä murskeen optimivesipitoisuutta, jotta murskeen uudelleen sitoutuminen voidaan hyödyntää. Betonimursketta käytetään teiden, katujen ja kenttien ensisijaisesti jakavassa ja kantavassa kerroksessa, jolloin sen hyvät lujuus- ja kantavuusominaisuudet voidaan hyödyntää esim. alapuolisia kerroksia ohentamalla.

Masuunihiekka on raakaraudanvalmistuksen sivutuote, joka ulkoisesti muistuttaa luonnonhiekkaa. Masuunihiekka on hydraulisesti (hitaasti) sitoutuva materiaali. Rakeiden särmikkyyydestä johtuen materiaali tiivistyy lujaksi rakenteeksi. Masuunihiekalla on luonnonhiekkaa paremmat lämpötekniset ominaisuudet ja sitoutuvana materiaalina se saavuttaa rakenteena hyvän

kantavuuden. Masuunihiekan käyttö sidottuna kuormaa jakavana ja lämpöä eristävänä kerroksena on Suomessa vakiintunutta. Masuunihiekkaa voidaan käyttää myös sideaineena stabiloimaan vanhoja rakennekerroksia. Jauhetua masuunihiekkaa (kuonajauhetta) sementtiaktivaattorilla lisättynä käytetään lujittamaan myös savea ja silttiä esim. syvä- ja massastabiloinnissa.

Kivihiilenpolton lentotuhka on eri kokoisista pallomaisista hiukkasista ja neulasmaisista kiteistä muodostunutta rakeisuudeltaan silttiä muistuttavaa materiaalia. Lentotuhka on lujittuva materiaali ja lujittumista voidaan vielä tehostaa aktivaattoreilla (esim. semenntti, kalkki). Lentotuhkan lämmönjohtavuus on luonnon kiviaineksen lämmönjohtavuutta pienempi.

Sideainestabiloidun lentotuhkan käyttö on teknisesti mahdollista kaikissa päällysrakenteen kerroksissa, joissa sideaineen määrällä voidaan säädellä kerroksen lujuutta. Pelkkää lentotuhkaa käytetään lähinnä jakavassa ja sitä alemmissa rakennekerroksissa. Tuhkissa laatuvaihtelua aiheuttaa ainakin raaka-aineessa esiintyvä vaihtelu ja myös polttoprosessien erilaisuudet. Tästä syystä tärkeimmät rakenteen onnistumiseen vaikuttavat materiaalin ominaisuudet on testattava ennakkokokeiden jälkeen vielä välittömästi ennen rakentamisvaihetta. Erityisen huolellinen on oltava myös tuhkien routakestävyiden ja routivuusominaisuuksien tutkimisessa /2/. Tuhkan sisältämät raskasmetallit ja korrosioriski saattavat rajoittaa tuhkien käyttöä maarakenteissa.

Rengasrouhe on leikkurilla paloitetua rengasmateriaalia. Tuotteet luokitellaan kolmeen luokkaan rouheen "raekoon" mukaan. Rengasrouheen tilavuuspaino on 2 – 6 kN/m³. Sen lämmönjohtavuus on pieni eikä se ime itseensä vettä. Tie-, katu- ja piharakentamisessa rengasrouhetta voidaan käyttää kevennysmateriaalina. Rengasrouhe ei sovellu kantavan tai jakavan kerroksen materiaaliksi. Rengasrouhekerros on hyvin kimmoinen ja päällysrakenteen onkin oltava riittävän paksu rakenteelta vaadittavan kantavuuden saamiseksi. Meluvalleissa rengasrouhetta tai kokonaisia renkaitakin voidaan käyttää keventeenä ja täyttömateriaalina. Rengasrouheen ei katsota olevan vaaraksi ympäristölle.

Asfalttirouhetta syntyy jyrättäessä tienpäällysteitä sekä murskattaessa vanhojen päällysteiden purkamisen yhteydessä syntyneitä asfalttikappaleita. Asfalttirouhe on kiviainesmurskeen kaltaista materiaalia (kiviainesta yli 90 %) ja joskus saattaa olla vaikeaa erottaa rouhe puhtaasta kiviainesmurskeesta. Paras tekninen hyöty asfalttirouheesta saadaan, kun se otetaan talteen asfalttiasemille ja käytetään uudelleen asfalttibetonin raaka-aineena. Tämä käyttö on järkevämpää, kuin käyttää rouhe sellaisenaan kiviaineksena teiden tai muiden rakenteiden kerrosmateriaalina. Uusioasfaltit kuuluvat nykyisin asfalttiteollisuuden vakiotuotteisiin.

Ympäristögeotekniikka-ohjelmaan liittyi laaja koerakentamisohjelma, jossa yhteensä 21 koerakennushankkeessa käytettiin teollisuuden sivutuotteita useissa erilaisissa maarakenteissa / 3/. Useat kohteet olivat tiekohteita, joiden rahoitukseen ja toteukseen osallistuivat myös sekä tiehallinto että tiepiirit.

Koerakennuskohteista saadut tulokset ovat tuoneet arvokasta lisätietoa ja uuttakin tietoa uusiomateriaalien käyttömahdollisuuksista maarakenteissa. Saatujen kokemusten perusteella uusiomateriaalien käytön edellytyksinä korostuvat mm. seuraavat asiat:

- materiaalin toiminnalliset ominaisuudet pitää tutkia riittävän laajasti ja riittävän aikaisessa vaiheessa ennen materiaalin käyttöä – paras tapa käytön edistämisessä on tuotteistaa materiaali,
- ennakoon tehtyjen tutkimusten tuloksista pitää pystyä arvioimaan myös materiaalin pitkäaikaiskäyttäytymistä ja -kestävyyttä rakenteessa,
- materiaalin laatu pitää hallita koko rakennustyön ajan ja laadun mahdolliset muutokset on otettava huomioon jo materiaalien esitutkimusvaiheessa (tuotteista-misessä),
- materiaalien ympäristökelpoisuus pitää tutkia yleisesti hyväksytyillä menetelmillä ja niiden perusteella ympäristökelpoisuudesta tehty johtopäätökset pitää esittää mahdollisimman yksikäsitteisesti ko. käyttökohteeseen sovitettuna,
- osa sivutuotteista soveltuu erinomaisesti maarakentamiseen, mutta kaikki teollisuuden sivutuotteet eivät ole käyttökelpoisia vähänkään vaatiempien maarakenteiden materiaaleiksi.

Kirjallisuus

- /1/ Tamminne, M. et al. Uusiotuotteiden maarakennuskäytön edellyttämät tutkimukset laboratoriossa ja koerakenteilla. VTT Yhdyskuntateknikka, Tie- ja geotekniikka. Tutkimusraportti 278. 1995. 110 s.
- /2/ Tamminne, M., Juvankoski, M., Kivikoski, H., Laaksonen, R., Törnqvist, J. ja Wahlström, M. Kuormitettujen maarakenteissa käytettävien sidottujen uusiomateriaalien pitkäaikaiskäyttäytymisen tutkiminen laboratoriossa. VTT Yhdyskuntateknikka. Tutkimusraportti 541. Espoo, toukokuu 2000. 131 s + liitteitä
- /3/ Tamminne, M. ja Juvankoski, M. Koerakentaminen maarakennuksen uusiomateriaaleilla. Raportti koerakennuskohteista. (Testing of by-products in earth construction) VTT Yhdyskuntateknikka. Tutkimusraportti 553. Espoo, marraskuu 2000. 202 s + liite
- /4/ Mroueh, U-M., Wahlström, M., Mäkelä, E., Kauppila, J., Sorvari, J., Heikkinen, P., Salminen, R., Juvankoski, M. & Tamminne, M. Sivutuotteet maarakenteissa. Käyttökelpoisuuden osoittaminen. Teknologian kehittämiskeskus Tekes. Teknologia katsaus 93/2000. Helsinki 2000.
- /5/ Mroueh, U-M., Wahlström, M., Mäkelä, E., Kauppila, J., Sorvari, J., Heikkinen, P., Salminen, R., Juvankoski, M. & Tamminne, M. By-products in earth construction. Assessment and acceptability. Na-

tional Technology Agency. Technology Review 96/2000. Helsinki 2000

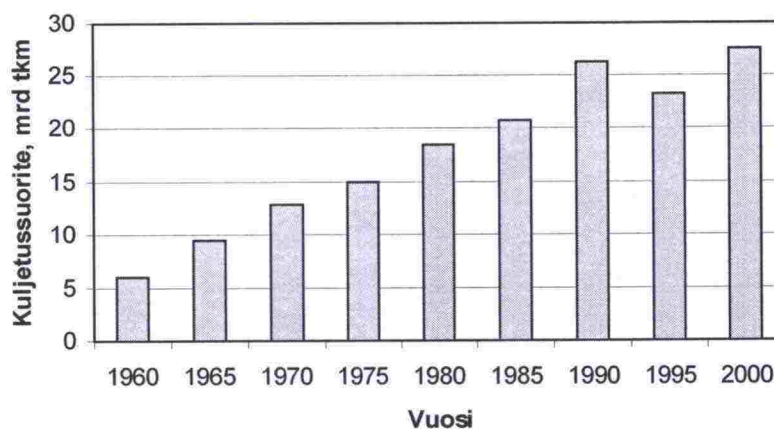
- /6/ Mäkelä, H. & Höynälä, H. Sivutuotteet ja uusiomateriaalit maarakenteissa. Materiaalit ja käyttökohteet. Teknologian kehittämiskeskus Tekes. Teknologia katsaus 91/2000. Helsinki 2000
- /7/ Mäkelä, H. & Höynälä, H. By-products and Recycled Materials in Earth Structures. Materials and Applications. National Technology Agency. Technology Review 92/2000. Helsinki 2000

8 TUESTÖN KUORMITUS, KUNTO JA TULEVAT TUTKIMUSTARPEET

8.1 Tieliikenteestä aiheutuva rasitus ja sen kehittyminen

Liikennekuormituksen tiestölle aiheuttama rasitus muodostuu pääasiassa raskaan liikenteen kuormituksista. Henkilöautojen merkitys tulee esiin lähinnä päällysteen nastarengaskulumisena, joka on vähentynyt huomattavasti viime vuosina vähemmän rasittavien renkaiden sekä paremmin kulutusta kestävien päällysteiden yleistyessä.

Tieliikenteen kuljetussuorite on kasvanut voimakkaasti 1950-luvulta lähtien aina 1990-luvun alun lamaan asti (kuva 8.1). Vuodesta 1960 vuoteen 2000 kuljetussuorite on lähes viisinkertaistunut. Samaan aikaan raskaan liikenteen liikennesuorite on kasvanut vain noin kaksinkertaiseksi. 1990-luvulla kuljetussuorite kasvoi ainoastaan 5 % raskaan liikenteen liikennesuoritteeseen pysyessä samana.



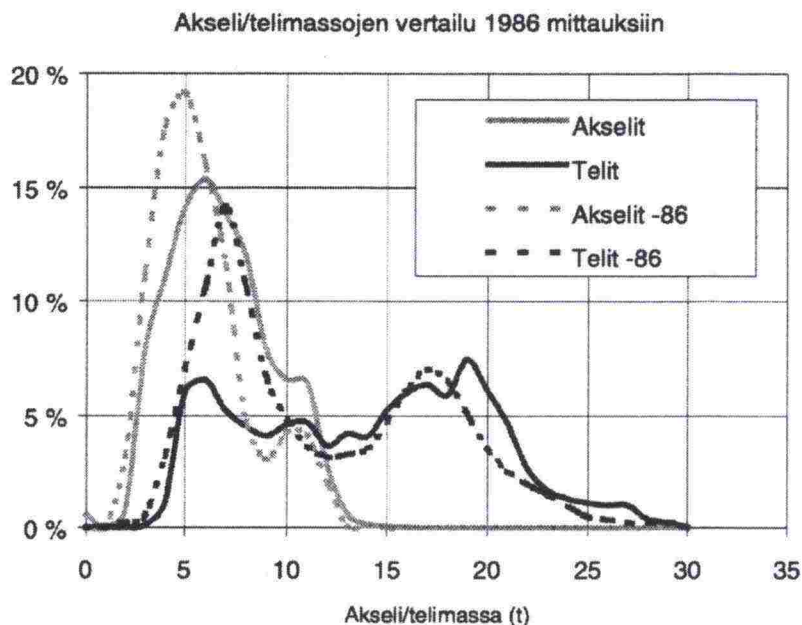
Kuva 8.1. Kotimaan tieliikenteen kuljetussuorite vuosina 1960-2000.

Kuljetuksissa on siirrytty koko ajan suurempiin kuormiin ja raskaampaan kalustoon (taulukko 8.1). Nykyisin kuljetuksissa käytetään enemmän perävau-nullisia kuorma-autoja kuin aikaisemmin. Samanaikaisesti ajoneuvotyyppien keskimääräiset kokonaismassat ovat kasvaneet merkittävästi.

Taulukko 8.1. Liikennesuoritteen jakauma ajoneuvotyypeittäin ja keskimääräiset kokonaismassat vuosina 1986 ja 1999.

Autotyyppi	Liikennesuoritteen jakauma, %		Kokonaismassa, t	
	1986	1999	1986	1999
KAIP	40	25	11.0	12.9
KAPP	11	19	24.1	28.1
KAVP	49	56	33.8	41.9
Keskiarvo			23.7	32.1

Rasittavuuden arvioinnissa on otettava kokonaismassan lisäksi huomioon akseli- ja rengaskuormat. Huolimatta autotyyppien akselimäärien lisääntymisestä yksittäis- ja teliakselien massat ovat selvästi kasvaneet (kuva 8.2). Erityisen merkittävää on ollut suurimpien massojen kasvu.



Kuva 8.2. Akseli- ja telimassojen jakaumat vuosina 1986 ja 1999.

Rengastuksessa on siirrytty käyttämään paripyörien sijasta yhä enemmän leveitä yksittäisrenkaita (leveys > 350 mm) eli ns. supersinglejä. Supersinglet aiheuttavat paripyörää suuremmat rasitukset tierakenteen yläosaan. Myös rengaspaineet ovat kasvaneet ja renkaiden rakenne on muuttunut jäykemmäksi, mitkä lisäävät rasittavuutta.

Akselimassatutkimuksissa vuosina 1986 ja 1999 on määritetty eri autotyyppien kuormitusvastaavuudet eli se, kuinka monta 10 tonnin standardiakselia autotyyppin rasittavuus vastaa. Kuormitusvastaavuudet ovat kasvaneet tutkimusten välisenä aikana lukuun ottamatta puoliperävaunullisia kuorma-autoja (taulukko 8.2).

Taulukko 8.2. Autotyyppien kuormitusvastaavuudet vuosina 1986 ja 1999.

Autotyyppi	Kuormitusvastaavuus	
	1986	1999
KAIP	0.4	0.6
KAPP	1.5	1.5
KAVP	2.3	2.6

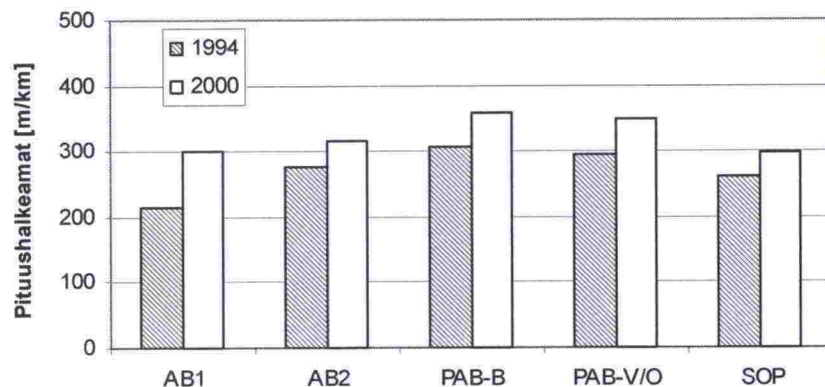
Kuormitusvastaavuuksien ja ajoneuvotyyppien liikennesuoritteiden muutosten perusteella tiestön rasitus on lisääntynyt 1990-luvun aikana noin 20 %, vaikka samanaikaisesti kuljetussuorite on pysynyt lähes ennallaan.

8.2 Tiestön kunnan nykytila ja kehittyminen

Yksiajorataista päällystettyä tiestöä oli vuonna 2000 noin 50 000 km. Päällystetyistä teistä runsas 34 % oli AB-, 58 % PAB- ja 7 % SOP-teitä. Tiestön kuntoa ja sen kehittymistä 1990-luvulla on tarkasteltu tiehallinnon ylläpitämisen kuntotietorekisterin tietojen perusteella päällystevaurioiden sekä pituus- ja poikkisuuntaisen epätasaisuuden osalta.

Aineisto on luokiteltu viiden eri päällystelajin mukaan; AB1, AB2, PAB-B, PAB-v/o ja SOP. Päällystetyypillä AB1 tarkoitetaan yksikerroksista AB-päällystettä. Päällystetyyppi AB2 puolestaan sisältää paksut useampi kerroksiset AB-päällysteet. Päällystetyyppi PAB-v/o sisältää myös vanhat öljysorapäällysteet.

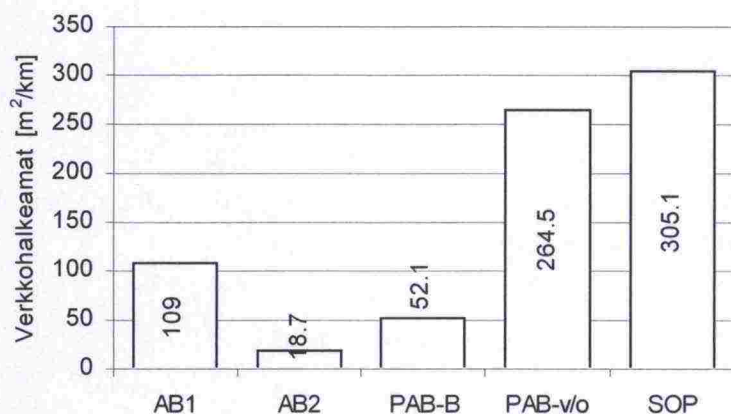
Pituussuuntaisia halkeamia oli vuonna 2000 päällystetyypistä riippuen 300–360 m/km (kuva 8.3). Pituushalkeilleen tiestön osuus oli suuri, koska lähes 60 % 100 m:n tieosuuksista sisälsi jonkin asteisia pituushalkeamia. Pituussuuntaiset halkeamat ovat lisääntyneet eri päällystetyypeillä vuosien 1994 ja 2000 välillä keskimäärin 15 %. Ohutpäällysteisillä AB1-teillä pituushalkeamien määrä on kasvanut peräti 40 %. Pituussuuntaiset halkeamat ovat pääosin routimisesta johtuvia.



Kuva 8.3. Pituussuuntaisten halkeamien määrät eri päällystetyypeillä vuosina 1994 ja 2000.

Poikkisuuntaisia halkeamia oli vuonna 2000 keskimäärin 10 kpl/km. Paksupäällysteillä teillä niitä oli noin 20 kpl/km. Poikkihalkeamien määrä on lisääntynyt vuosien 1994 ja 2000 välisenä aikana 1.5-2 -kertaiseksi. Poikkisuuntaiset halkeamat johtuvat pääosin päällysteen kutistumisesta alhaisissa lämpötiloissa eli ns. termisistä jännityksistä.

Verkkohalkeamien suhteellinen määrä oli vuonna 2000 ohutpäällysteillä AB1-teillä huomattavasti suurempi kuin paksupäällysteillä AB2-teillä (kuva 8.4). Kevytpäällysteillä PAB-v/o ja SOP-teillä verkkohalkeamien määrä oli puolestaan vielä selvästi suurempi kuin muilla päällystetyypeillä. Verkkohalkeamien määrässä ei ole tapahtunut kuudessa vuodessa merkittäviä muutoksia.



Kuva 8.4. Verkkohalkeamat kilometriä kohti vuonna 2000.

Ohutpäällysteillä (≤ 80 mm) teillä verkkohalkeamien muodostuminen poikkeaa paksujen päällysteiden väsymisvaurioitumisesta. Ohutpäällysteillä teillä sitomattomien kerrosten pysyvät muodonmuutokset (urautuminen) muodostuvat suuriksi. Päällysteen mukautuessa pysyviin muodonmuutoksiin siihen syntyvät poikkisuuntaiset vetomuodonmuutokset ajourissa voivat ylittää päällysteen siirtymiensietokyvyn. Tällöin päällyste voi ikään kuin revetä synnyttäen pituushalkeamaa ajouran keskelle. Tämän seurauksena liikennekuormituksen aiheuttamat rasitukset kasvavat aiheuttaen päällysteen lisävaurioitumista kuten verkkohalkeamia.

Pituus- ja poikkisuuntaista epätasaisuutta oli huomattavasti ainoastaan osalla alempaa tieverkkoa. Ylemmällä tieverkolla epätasaisuuksien vähäisyys johtuu paksusta päällysrakenteesta ja tiheästä uudelleen päällystämisestä. Pintavaurioiden lisääntymisestä huolimatta pituussuuntainen epätasaisuus on vuosien 1994 ja 2000 välisenä aikana keskimäärin hieman parantunut. Myös poikkisuuntainen epätasaisuus on alemman tieverkon heikkokuntoisimmilla tieosuuksilla hieman pienentynyt, mutta AB-teillä urasyvyys on kuitenkin kasvanut.

Viime aikoina käytetyillä suhteellisen kevyillä korjaustoimenpiteillä päällystetyn tien kunto on saatu pysymään pituus- ja poikkisuuntaisen epätasaisuuden osalta hyvässä kunnossa. Sen sijaan erilaiset pintavauriot, varsinkin

pituus- ja poikkisuuntaiset halkeamat, ovat lisääntyneet vuosittain tehdyistä toimenpiteistä huolimatta.

Pitkällä aikavälillä nykyisin käytettävillä suhteellisen keveillä korjaustoimenpiteillä päällystetyn tiestön kunto ei tule pysymään nykyisenä. Tiestön kunto tulee väistämättä heikkenemään johtuen pituus- ja poikkisuuntaisten halkeamien lisääntymisestä ja siitä aiheutuvasta tiestön rakenteellisen kunnan yleisestä rappeutumisesta. Jos päällystetyn tiestön kunto halutaan pitää nykyisellä tasolla, ylläpito- ja korjaustoimenpiteitä tulee lisätä.

8.3 Kehitys- ja tutkimustarpeet

Vaikka tierakenteiden käyttäytymisen tutkimiseen on Suomessa viime vuonna panostettu paljon, on edelleen olemassa useita asioita, joita ei hallita. Siirryttäessä uusiin urakointi- ja hankintakäytäntöihin tierakenteiden käyttäytymisen tuntemisen merkitys korostuu entisestään sekä tilaajan että urakoitsijan kannalta. Tierakenteiden käyttäytymisen hyvä tunteminen olisi erittäin tärkeää esim. mitoitettaessa uusia materiaaleja sisältäviä rakenteita.

Suomessa tierakentaminen painottuu jo nykyisin voimakkaasti uusien teiden sijasta olemassa olevien teiden rakenteen parantamiseen. Stabiloinnit bitumisilla ja hydraulisilla sideaineilla soveltuvat hyvin juuri rakenteen parantamiseen. Tästä huolimatta Suomessa ei ole tällä hetkellä menetelmää, mikä soveltuisi hyvin stabiloitujen rakenteiden mitoitukseen. Tästä syystä on tehty myös selviä virheratkaisuja.

Uudelleen päällystetyn tierakenteen toimintaan vaikuttavat oleellisesti vanhan päällysteen ominaisuudet kuten jäykkyys. Tällä hetkellä ei ole käytettävissä toimivaa menetelmää, missä voitaisiin ottaa huomioon vanhan päällysteen vaurioituminen ja sen merkitys parannetun rakenteen toimintaan.

Suomen olosuhteissa kosteudella ja sen vaihtelulla on erittäin suuri merkitys tierakenteiden toimintaan ja vaurioitumiseen. Tästä huolimatta kosteusvaihteluista ja kosteuteen vaikuttavat tekijät sekä kosteuden merkitys rakenteen toimintaan tunnetaan erittäin puutteellisesti.

Varsinkin alemmalla tieverkolla sitomattomien kerrosten ja alusrakenteen pysyvät muodonmuutokset ovat ratkaisevassa asemassa koko rakenteen toiminnan kannalta. Tästä huolimatta pysyvien muodonmuutosten huomioon ottaminen on vielä alkutekijöissään.

Liikenteen määrää ja koostumusta sekä tiestön pintakuntoa seurataan säännöllisesti. Sen sijaan liikennekuormituksen aiheuttamia todellisia rasituksia ei mitata ja tiestön rakenteellista kuntoa seurataan hyvin vähän. Nykyisillä mittaus- ja tiedonsiirtomenetelmillä jatkuva rasisusten seuranta olisi mahdollista. Mittaamalla rasisuksia ja olosuhdetietoja erilaisista tierakenteista voitaisiin luoda kattava aineistoa, minkä perusteella erilaisten kuormitusten ja olosuhteiden vaikutukset erityyppisten rakenteiden toimintaan ja vaurioitumiseen voitaisiin selvittää.

Suomessa on testattu vuodesta 1997 lähtien jatkuvatoimista rasiusten ja olosuhdetietojen mittausjärjestelmää. Järjestelmä sekä saadut tulokset ovat osoittautuneet luotettaviksi. Tiestön rakenteellisen kunnan ja rakenteessa vallitsevien olosuhteiden seurantajärjestelmä olisi mahdollista yhdistää nykyisin käytössä olevaan LAM (Liikenteen automaattinen mittaus) –järjestelmään. Tällöin saataisiin samalla kertaa tietoja sekä liikenteestä että tierakenteen käyttäytymisestä.

TPPT-ohjelmassa kehitetty elinkaarikustannusten laskentamenetelmä jäi osin puutteelliseksi ja epätarkaksi. Tien kunnan ennustemallien (kestoikämallit) epätarkkuuden ja kehittymättömyyden vuoksi eri rakenneratkaisujen eroja ei saada riittävästi esiin. Syynä mallien epätarkkuuteen on mm, pohjamaan ja rakennusmateriaalien epähomogeenisuus, rakentamisen laadunvaihtelut, tierakenteen monimutkainen käyttäytyminen sekä vanhojen tierakenteiden epähomogeenisuus.

Kuntoennustemallien tarkentaminen on välttämätöntä, jotta tierakenteiden rakentamisessa ja ylläpidossa toimenpiteet voidaan ajoittaa ja mitoittaa kokonaistaloudellisesti. Uusia mahdollisuuksia tarjoavat mm. tiestötiedon tarkentuvat menetelmät, joilla tiestön epähomogeenisyys saadaan hallintaan sekä tien rakentamis- ja ylläpitotoimenpiteiden nykyistä tarkempi tallentaminen rekistereihin.

Kirjallisuus

- /1/ Belt, J., Lämsä, V.P., Savolainen, M. & Ehrola, E. Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto. Tiehallinnon selvityksiä 15/2002
- /2/ Lämsä, V.P. Päälystetyn tiestön mitattu kunto. Tiehallinnon selvityksiä 82/2001.

LIITE 1. TIERAKENTEIDEN TUTKIMUSOHJELMAN (S4) JULKAISUJA

TPPT loppujulkaisut

Tiehallinto 7/2002	Tammirinne, M.	Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus. TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus. Tiehallinnon selvityksiä 7/2002
Tiehallinto 66/2001	Alkio, R., Juvankoski, M., Korkiala-Tanttu, L., Laaksonen, R., Laukkanen, K., Petäjä, S., Pihlajamäki, J. & Spoof, H.	Tien rakennekerrosten materiaalit. Taustatietoa materiaalivalinnoille. Tiehallinnon selvityksiä 66/2001
Tiehallinto 8/2002	Kivikoski, H. & Pihlajamäki, J. & Tammirinne, M.	TPPT- koerakenteiden yhteenvetoraportti. Tiehallinnon selvityksiä 8/2002

Menetelmäkuvaukset

TPPT 1	Spoof, H. & Petäjä, S.	Pudotuspainolaitemittaus (PPL-mittaus)
TPPT 2	Spoof, H. & Petäjä, S.	Rakennekerrosmoduulien takaisinlaskenta sekä jännitysten ja muodonmuutosten laskenta
TPPT 3	Pihlajamäki, J.	Liikenneerasituksen laskeminen
TPPT 4	Kivikoski, H. & Saarelainen, S.	Ilmastorasitus. Pakkasmäärän ja sulamiskauden pituuden määrittäminen
TPPT 5	Onninen, H.	Roudan syvyyden määrittäminen
TPPT 6	Onninen, H.	Routanousukoe. Routimiskertoimen (SP) kokeellinen määrittäminen
TPPT 7	Saarelainen, S.	Routimiskertoimen määrittäminen
TPPT 8	Kivikoski, H., Saarelainen, S., Ahonen, M., Huttunen, E. & Kujala, K.	Lämmönjohtavuuden määrittäminen
TPPT 9	Törnqvist, J., Laaksonen, R. & Juvankoski, M.	Sähköinen vastusluotaus tien painumalaskennan lähtötietojen hankkimisessa
TPPT 10	Törnqvist, J. & Laaksonen, R.	Radiometrinen reikämittaus
TPPT 11	Törnqvist, J. & Tammirinne, M.	CPTU - kairaus
TPPT 12	Törnqvist, J., Laaksonen, R. & Juvankoski, M.	Läpäisevän kerroksen määrittäminen painumalaskennan tarpeisiin
TPPT 13	Korkiala-Tanttu, L. & Onninen, H.	Tien rakennekerrostutkimukset
TPPT 14	Onninen, H.	Routanousun ja painuman mittaus
TPPT 15	Onninen, H. & Spoof, H.	Tien vauriokartoitus ja vaurioiden kuvaus
TPPT 16	Onninen, H.	Palvelutasomittaus (PTM) tien rakenteen parantamisen suunnittelussa
TPPT 17	Spoof, H. & Pihlajamäki, J.	Kuormituskestävyysmitoitus. Päälysrakenteen väsyminen
TPPT 18	Saarelainen, S.	Tierakenteen routamitoitus
TPPT 19	Törnqvist, J., Laaksonen, R., Juvankoski, M., Vepsäläinen, P., Lojander, M. & Takala, J.	Tien jatkuvan painumaprofiilin laskenta pixelimallilla
TPPT 20	Petäjä, S. & Spoof, H.	Päälysrakenteen elinkaarikustannusanalyysi
TPPT 21	Onninen, H.	Tierakenteen mitoituksen lähtötietojen hankkiminen

Raportit

TPPT 22	Juvankoski, M. & Laaksonen, R.	Sitomattomat tien rakennekerrosmateriaalit. Taustatietoa materiaalien käyttäytymisestä.
TPPT 23	Saarelainen, S.	Pohjamaan urautumisen ja sulamisen arviointi kevätkantavuusvaiheessa
TPPT 24	Törnqvist, J. & Juvankoski, M.	Riski ja luotettavuus tierakenteiden suunnittelussa
TPPT 44	Juvankoski, M., Laaksonen, R. & Törnqvist, J.	Pohjamaan moduuli ja sen määrittäminen CPTU-kairauksella
TPPT 45	Gustavsson, H. & Saarelainen, S.	Routanousuvaurioriskin arviointi

Koerakennuskohderaportit

TPPT 25	Alkio, R. & Pihlajamäki, J.	Kehä III. SMA + ABS + ABK, Maabetoni+lujite
TPPT 26	Leinonen, S., Sikiö, J. & Pihlajamäki, J.	Kehä II. AB (B-200)+ABS (Gilsonite)+SMA
TPPT 27	Alkio, R.	Jutikkalan eritasoliittymä. Paksu bituminen si-dottu ABK (B-80), ABK (B-25). Komposiittirakenne, Bitumistabilointirakenne, Maabetonirakenne
TPPT 28	Laukkanen, K., Pienimäki, M., Pihlajamäki, J. & Sikiö, J.	PT 12895 Nakkila. Komposiittirakenne
TPPT 29	Juvankoski, M. & Kivikoski, H.	Mt 272 Ämttö. Lento- ja pohjatuhka tien päällysrakenteessa
TPPT 30	Laukkanen, K., Pienimäki, M. & Pihlajamäki, J.	Vt 19 Seinäjoki. Komposiittirakenne
TPPT 31	Apilo, L. & Pihlajamäki	Mt 661 Isojoki. Bitumistabilointi, Raudoiteverkko
TPPT 32	Kivikoski, H. & Pihlajamäki, J.	Mt 718 Vöyri. Bitumistabiloitu päällysrakenne
TPPT 33	Alkio, R. & Pihlajamäki, J.	Vt 5 Juva. Sitomattoman murskeen koerakenteet
TPPT 34	Alkio, R.	Vt 4 Leivonmäki. Levennykset, lujitteiden käyttö
TPPT 35	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E., Kivikoski, H.	Mt 595 Kiuruvesi. Alusrakenteen homogeenisointi+stabilointi
TPPT 36	Kivikoski, H.	Mt 5950 Salahmi. Alusrakenteen homogeenisointi+stabilointi
TPPT 37	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Pt 18564 Rantsila. Turverakenne ja masuunihiekkarakenne
TPPT 38	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Pt 18629 Temmes. Raudoiteverkko,
TPPT 39	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Vt 4 pyörätie Temmes Turverakenne, LD-teräskuonarakenne, Geoprofiilirakenne, Raudoiteverkko
TPPT 40	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Kt 83 Pello. Turverakenne, Massanvaihto
TPPT 41	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Kt 78 Ranua. Turverakenne, Raudoiteverkko
TPPT 42	Ahonen, M., Holappa, T., Huttunen, E. & Kivikoski, H.	Mt 941 Männikkövaara. Moreenin käsittely+kuivatuksen tehostaminen. Massanvaihto
TPPT 43	Spoof, H.	Havaintotiet

HVS-raportit

Finnra 21/2000	Huhtala, M. & Pihlajamäki, J.	HVS NORDIC The Activity of the first period in Finland 1997-1999. Finnra Reports 21/2000
Finnra 31 /2000	Kangas, H., Onninen, H. & Saarelainen, S.	Testing of a pavement on thawing, frost-susceptible subgrade with the heavy vehicle simulator. Finnra Reports 31/2000
Finnra 29 /2001	Pihlajamäki, J. & Sikiö, J.	HVS NORDIC Research Report No 2. Tests 9-10, high trafficked pavements on Ring Road II. Finnra Reports 29/2001
Finnra 30 /2001	Huhtala, M., Pihlajamäki, J. & Sikiö, J.	HVS NORDIC Research Report No 3. Tests 1-2, base course tests, tests 3-5, loading mode tests in Otaniemi. Finnra Reports 30/2001
Tiehallinto 33/2002	Korkiala-Tanttu, L., Jauhiainen, P., Halonen, P., Laaksonen, R., Juvankoski, R. & Kangas, H. Elomaa, J.	Luiskatun tierakenteen urautuminen. Kevytpäällystetutkimus. HVS-NORDIC koerakenteet. Tiehallinnon selvityksiä 33/2002.
		EPS-kevennetyn tierakenteen testaus koetiekoneella. Diplomityö TKK Rakennus- ja ympäristötekniikan osasto. 2002

Kevytpäällysteisten teiden projektin raportit

Tiehallinto 85/2001	Belt, J., Lämsä, V.P. & Ehrola, E.	Kevytpäällysteisten teiden rakenteen parantaminen. Mitoitusmenettely. Tiehallinnon selvityksiä 85/2001.
Tielaitos 18/2000	Belt, J., Lämsä, V.P., Liimatta, L. & Ehrola, E.	Kevytpäällysteteiden vauriomallien ja mitoitusmenetelmien kehittämisen perusteet. Tielaitoksen selvityksiä 18/2000.
Tielaitos 51/2000	Spoof, H. & Petäjä, S.	Kevytpäällysteisten tierakenteiden projekti, havaintoaineiston kokoaminen ja analysointi. Tielaitoksen selvityksiä 51/2000.
Tielaitos 46/2000	Lämsä, V.P., Liimatta, L. & Belt, J.	Täydentävät kenttämittaukset vuonna 2000 kevytpäällysteisillä teillä. Tielaitoksen sisäisiä julkaisuja 46/2000
Tiehallinto 1/2002	Spoof, H. & Petäjä, S.,	Kevytpäällysteisten tierakenteiden kunnon kehittymisen ennustemallit. Tiehallinnon selvityksiä 1/2002
Tielaitos 60/2000	Belt, J., Lämsä, V.P. & Ehrola, E.	Sitomattoman kantavan kerroksen pysyvät muodonmuutokset. Tielaitoksen selvityksiä 60/2000.
Tiehallinto 63/2001	Törnqvist, J. & Jauhiainen, P.	ICT-koe tien rakennekrosmateriaalien deformaatioherkkyyden määrittämisessä. Tiehallinnon selvityksiä 63/2001

Temmeksen instrumentoidun koetien raportit

Tiehallinto 22/2001	Savolainen, M., Ryyänen, T., Belt, J. & Ehrola, E.	Liikennekuormitusten määrittäminen tierakenteen vasteiden avulla. Tiehallinnon selvityksiä 22/2001
Tiehallinto 69/2001	Savolainen, M., Ryyänen, T., Belt, J. & Ehrola, E.	Temmeksen koetien tutkimukset 1996-2001. Yhteenvetoraportti. Tiehallinnon selvityksiä 69/2001
Tielaitos 42/2000	Ryyänen, T.	Instrumentoidun tierakenteen mittaukset. Ympäristötekijät 1998-1999. Tielaitoksen selvityksiä 42/2000

Rakenneideakilpailun ja rakenteiden kehittämisen raportit

Tielaitos 58/1995		Kestävän kehityksen tierakenteet - Ideakilpailu. Tielaitoksen selvityksiä 58/1995
Tielaitos 38/1996		Rakenneratkaisujen alustava suunnittelu ja kehittäminen. Tielaitoksen selvityksiä 38/1996

Painumalaskentakilpailun ja -koepenkereiden raportit

Tiehallinto 54/2001		Haarajoen koepenkereen painumalaskentakilpailu. Loppuraportti. Tiehallinnon selvityksiä 54/2001.
Tiehallinto 16/2002	Koskinen, M., Vepsäläinen, P. & Lojander, M.	Modelling of anisotropic behaviour of clays. Test embankment in Murro, Seinäjoki, Finland. Finnra Reports 16/2002.
Tiehallinto 18/2002	Vepsäläinen, P., Lojander, M. & Koskinen, M.	Haarajoen koepenger. Maaperän lujittumistutkimus. Tiehallinnon selvityksiä 18/2002.

Tiestön kunto ja elinkaari - raportit

Belt, J., Lämsä, V.P., Savolainen, M. & Ehrola, E. Lämsä, V.P	Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto. Tiehallinnon selvityksiä 15/2002 Päällystetyn tiestön mitattu kunto. Tiehallinnon selvityksiä 82/2001.
Mroueh, U-M., Eskola, P., Laine-Ylijoki, J., Wellman, K., Mäkelä, E., Juvankoski, M. & Ruotoistenmäki, A.	Life cycle assessment of road construction. Finnra Reports 17/2000
Kalliokoski, A., Tolla, P. & Valkeisenmäki, A.	Elinkaarikustannuslaskennan käytön kehittäminen tienpidossa. Tiehallinnon selvityksiä 23/2001

Tiehallinnon (Tielaitoksen) julkaisuja voi ostaa Tiehallinnon julkaisunmyynnistä, faksi 0204 22 2652, e-mail: julkaisumyynti@tiehallinto.fi.

Useimmat TPPT julkaisut ovat luettavissa ja tulostettavissa internetistä sivulta

http://www.tiehallinto.fi/tppt/s4_julkaisut.htm

ISSN 1457-9871
ISBN 951-726-917-X
TIEH 3200768